VISIT…

LANZAROTE Caliente.COM

ВВЕДЕНИЕ

Директивами XXIV съезда КПСС по пятилетнему плану развития народного хозяйства СССР на 1971—1975 годы предусматривается повысить уровень индустриализации строительства, увеличить степень заводской готовности строительных конструкций и деталей, расширить практику полносборного строительства, обеспечить массовое применение новых эффективных материалов и облегченных конструкций, шире использовать местные строительные материалы.

Широкая программа осуществляемого в СССР строительства жилых и общественных зданий успешно выполняется благодаря внедрению индустриальных методов, повышающих производительность труда, сокращающих сроки и снижающих стоимость строительства, благодаря применению типовых проектов, унификации и стандартизации элементов конструкций и их сборности.

Индустриализация строительства требует:

применения в жилищном строительстве типовых секций, а при возведении общественных зданий — типовых проектов, в которых максимально унифицированы основные параметры сооружения (объемно-планировочные размеры и нагрузки) и на их основе предельно стандартизированы элементы конструкций;

стандартизации элементов конструкций по размерам и по несущей способности. Это позволяет максимально сократить число типоразмеров. Чтобы избежать однообразия и монотонности при массовой застройке магистралей и площадей, требуется достаточное число проработанных и экспериментально проверенных в натуре типовых проектов, различных по объему, этажности и материалу.

Сборные железобетонные элементы конструкций по сравнению с монолитным железобетоном обладают многими преимуществами: Блоки для фундаментов и стен подвалов, панели для перекрытий, марши и площадки лестниц и другие сборные элементы конструкций, изготовленные на специализированных заводах, монтируются на строительной площадке без подмостей в любое время года и независимо от климатических условий. Этим ликвидируется сезонность в строительстве и сокращаются его сроки.

Изготовление элементов сборных железобетонных конструкций в заводских условиях позволяет применять передовую технологию, включающую такие процессы, как вибрирование, вибропрессование, вакуумирование, пропаривание, значительно ускоряющие сроки твердения бетона и получения готовых изделий. Благодаря этому получают бетон более прочный (при том же расходе цемента) по сравнению с монолитным бетоном, изготовленным в условиях строительной площадки.

Заводские условия дают возможность облегчить собственный вес конструкций, в особенности элементов, работающих на изгиб, за счет применения эффективных тонкостенных сечений (двутавровые, коробчатые, многопустотные и др.), а также способствуют внедрению в строительство

предварительно напряженных железобетонных элементов. Применение предварительно напряженного железобетона значительно снижает расход металла.

Большую роль в индустриализации строительства играет укрупнение элементов конструкций.

Для унификации и стандартизации элементов конструкций служит объемно-планировочная сетка, построенная на базе единой модульной системы (ЕМС) размеров, принятой в СССР кратной 100 *см*. ЕМС взаимно увязывает размеры элементов с размерами частей зданий, без чего невозможна унификация.

Элементы гражданских зданий, преимущественно жилых, по сравнению с элементами промышленных и инженерных сооружений более однотипны по форме и близки по размерам. Так, высота этажей обычно колеблется в пределах 2,7—3,6 *м* (через 30 *см*); пролеты перекрытий 3,0—6,0 *м*. Поэтому конструкции гражданских зданий легче поддаются стандартизации и типизации.

Расчет элементов конструкций гражданских зданий производится по методу предельных состояний в соответствии с нормами и правилами строительного проектирования. Предельным является состояние, при котором элемент или конструкция перестают удовлетворять предъявляемые к ним эксплуатационные требования.

Строительные нормы и правила рассматривают три предельных состояния (СНиП).

Первое предельное состояние определяется прочностью и устойчивостью формы — несущей способностью. Оно характеризуется тем, что конструкция теряет способность сопротивляться внешним воздействиям вследствие появления в ее расчетных сечениях напряжений, превышающих расчетные сопротивления, или вследствие потери устойчивости.

Второе предельное состояние характеризуется развитием чрезмерных деформаций, при достижении которых в конструкции, сохраняющей прочность и устойчивость, появляются такие прогибы или колебания, которые исключают возможность дальнейшей ее эксплуатации (например, большие прогибы балки при изгибе под влиянием вертикальной нагрузки или отклонения верхнего конца стойки под влиянием горизонтальной нагрузки).

Третье предельное состояние определяется образованием или раскрытием трещин. Оно характеризуется появлением в элементах конструкции, сохранившей прочность и устойчивость, трещин таких размеров, при которых ее эксплуатация становится невозможной вследствие потери газо- и водонепроницаемости или коррозии арматуры.

Чтобы за время эксплуатации здания не наступило ни одно из предельных состояний, производится расчет элементов конструкций. Основным является расчет всех несущих элементов конструкций по первому предельному состоянию.

Предельное состояние может наступить под влиянием многих факторов. Основными из них являются внешние нагрузки, механические характеристики материалов, условия работы конструкции и ее изготовления. Их величины установлены нормами и техническими условиями.

На практике нагрузки и характеристики строительных материалов не отличаются постоянством и характеризуются определенной степенью изменчивости. Поэтому при расчете элементов конструкций нормативные нагрузки $g^н$ и $p^н$ умножаются на коэффициент перегрузки $n>1$, и расчетные нагрузки g и p принимаются равными: постоянная $g=ng^н$; временная $p=np^н$.

Расчетной нагрузкой является наибольшая из всех возможных сочетаний нагрузок для рассматриваемой конструкции.

Средняя механическая прочность — нормативное сопротивление строительных материалов (бетона, камня, стали) $R^н$ также отличается непостоянством. Основной причиной изменчивости этого свойства является неоднородность строения естественных материалов и различная технология изготовления искусственных. Изменчивость показателей прочности строительных материалов учитывается коэффициентом однородности κ; расчетное сопротивление определяется умножением нормативного сопротивления на коэффициенты однородности κ и условий работы m

$$R = m\kappa R^н$$

Расчетное сопротивление есть статистически допустимое значение прочности строительных материалов.

Коэффициент однородности $\kappa < 1$. Величины κ помещены в таблицах соответствующих глав: по каменным, железобетонным, металлическим и деревянным конструкциям. Наибольшее значение коэффициента однородности κ относится к материалам заводского изготовления, наименьшее — к материалам построечного изготовления.

Коэффициент условий работы $m \leqslant 1$. Он учитывает благоприятные или неблагоприятные факторы, влияющие на несущую способность конструкции. Кроме основного коэффициента условий работы конструкции m, при расчете учитываются также дополнительные коэффициенты.

Таким образом, при расчете конструкций по методу предельных состояний единый коэффициент запаса прочности κ, применявшийся до введения СНиП, заменен тремя коэффициентами n, κ и m, которые позволяют более правильно учитывать все факторы, влияющие на несущую способность конструкции. Это также дает возможность вносить уточнения в расчет по мере изменения этих факторов.

Максимально возможное усилие в элементе должно быть не больше его минимальной несущей способности

$$N \leqslant [N] = f(S;\ R;\ m),$$

где N — расчетное усилие (усилие от нормативных нагрузок, умноженных на соответствующие коэффициенты перегрузки);

$[N]$ — несущая способность элемента, представляющая функцию геометрических размеров сечения элемента S, расчетных сопротивлений материала R и условий работы элемента m.

Расчет отдельных элементов конструкций по предельным состояниям и примеры расчета рассмотрены в соответствующих главах книги.

В настоящей книге все вычисления даны по системе единиц измерения, на которой базируется СНиП. Не представляет затруднений и переход к Международной системе единиц измерения (ГОСТ 9867—61).

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

ГЛАВА I

ЭЛЕМЕНТЫ С НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Железобетон представляет собой сочетание двух различных по своим физико-механическим свойствам материалов — стали (арматуры) и бетона,— работающих после затвердения как одно монолитное тело. Совместная работа бетона и стали в железобетонном элементе возможна благодаря следующим факторам:

бетон при твердении прочно сцепляется со стальной арматурой, вследствие чего под влиянием действующих на элемент усилий бетон и арматура получают одинаковые по величине деформации (удлинения, укорочения);

коэффициенты линейного расширения стали и бетона по величине очень близки;

бетон служит средой, предохраняющей арматуру от коррозии и непосредственного воздействия огня.

Железобетон имеет много таких преимуществ, которыми не обладают другие строительные материалы — камень, металл, дерево. Он долговечен и экономичен. Его прочность с течением времени не только не уменьшается, но даже несколько возрастает, а прочность стали, защищенной от коррозии и огня, остается без изменения. Основные компоненты бетона — песок и щебень — распространены почти повсеместно, что сказывается на его стоимости.

В железобетоне рационально используются механические свойства бетона и стали. Бетон как искусственный камень хорошо сопротивляется сжатию и слабо — растяжению; арматура же хорошо сопротивляется растяжению и сжатию. Поэтому в железобетонных конструкциях, работающих на изгиб и на внецентренное сжатие, в сечениях которых под воздействием нагрузки возникают зона сжатия и зона растяжения, бетон, как правило, воспринимает сжимающие усилия, а растягивающие передаются на арматуру, укладываемую в растянутой зоне сечения. Так, например, в двухпролетной железобетонной плите, работающей на изгиб, арматура укладывается в растянутых зонах: в пролетах — у нижней грани плиты, на опоре — у верхней. Усилия сжатия в этих сечениях воспринимаются бетоном.

Существует два вида железобетона — обычный и предварительно напряженный. Каждый из них, кроме указанных общих свойств, обладает также свойствами, присущими только ему в зависимости от типа армирования и вида стали.

БЕТОН И ЕГО ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА

Бетон — это искусственный камень, полученный в результате затвердения смеси из вяжущего (цемент), заполнителей (песок, щебень) и воды. Бетонная смесь до затвердения в зависимости от водоцементного отношения (В/Ц), может находиться в слегка влажном состоянии (жесткий бетон) с В/Ц=0,3÷0,4, в тестообразном (пластичный бетон) с В/Ц=0,5÷0,6 или в жидком (литой бетон) с В/Ц=0,7÷0,9. Консистенция смеси принимается в соответствии со способом транспортирования и укладки бетонной смеси в опалубку и требуемой прочностью бетона. Консистенция бетонной смеси измеряется осадкой конуса, отформованного из принятой смеси (ГОСТ 10181—62).

При затворении сухой бетонной смеси водой, цемент и вода превращаются в студнеобразный цементный клей — гель, обволакивающий при перемешивании отдельные зерна заполнителя. Постепенно твердея, гель связывает зерна заполнителя и превращает смесь в твердое микропористое тело — бетонный камень. При этом часть воды (около 20%) расходуется на химическую реакцию разложения цемента, излишняя же вода (свободная) испаряется. В результате в бетоне остаются частично заполненные водой и воздухом микропоры, которые уменьшают плотность и снижают прочность бетона.

Бетонная смесь в свежеперемешанном состоянии должна легко укладываться в формы, а по затвердении — обладать прочностью — маркой, указанной инженером-конструктором. Удобоукладываемость смеси обеспечивается инженером-технологом. Технолог учитывает оснащенность бетонного завода оборудованием, необходимым для укладки и уплотнения бетона.

Бетон неоднороден по своей внутренней структуре, так как зерна заполнителя (песок и щебень) различны по размерам, направлению расположения частиц, по твердости и модулю упругости. Неоднородность строения бетона и его капиллярно-пористая структура создаются в процессе твердения. Неоднородность структуры оказывает большое влияние на основные строительные характеристики бетона — прочность и деформативность.

К бетону как строительному материалу предъявляются различные требования: прочность (элементы, работающие на центральное, внецентренное сжатие или изгиб), прочность и водонепроницаемость (гидротехнические и санитарно-технические сооружения) теплотехнические требования (ограждающие конструкции) и т. д. Соответствующим подбором состава смеси и ее обработки при твердении можно получить бетон с требуемыми в зависимости от его назначения основными свойствами — прочностью, деформативностью, водонепроницаемостью и др.

ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА

Прочность бетона зависит от следующих факторов: качества (активности) и количества применяемого вяжущего (цемента); структуры бетона — минералогического и гранулометрического составов заполнителей, их формы, размеров и прочности; количества воды на единицу объема бетона (В/Ц). На прочность бетона также влияют степень уплотнения бетонной смеси, уход за ней в процессе твердения (температурно-влажностный режим), время твердения смеси (возраст бетона) и др.

Вяжущее. Для приготовления бетона используются гидравлические вяжущие (цементы), которые после смешения с водой затвердевают как

на воздухе, так и под водой, в отличие от воздушных вяжущих (известь, гипс), твердеющих только на воздухе. Качество цемента оценивается его активностью, т. е. прочностью образцов состава 1 : 3 (цемент : песок) при сжатии и растяжении в возрасте 3—28 дней после затворения водой при определенной температуре и влажности воздуха. Качество цемента характеризуется его маркой, указываемой в заводском паспорте.

К основным видам цементов относятся портландцемент, глиноземистый цемент, пуццолановый портландцемент, шлакопортландцемент и др. Нормами установлены следующие марки цементов: 250, 300, 400, 500, 600 (табл. I. 1).

Таблица I. 1

Прочность цемента (ГОСТ 10178—62)

Марка цемента	Портландцемент			Пуццолановый портландцемент		Шлакопортландцемент		Шлакомагнезиальный портландцемент		Глиноземистый цемент	
	Возраст, дни										
	3	7	28	7	28	7	28	7	28	2 часа	3
	Предел прочности при сжатии, *кг/см²*										
250	—	160	250	130	250	130	250	130	250	—	—
300	—	200	300	160	300	160	300	160	300	250	300
400	190	280	400	220	400	220	400	—	—	350	400
500	260	380	500	300	500	300	500	—	—	450	500
600	300	450	600	—	—	—	—	—	—	—	—
	Предел прочности при растяжении, *кг/см²*										
250	—	12	16	11	16	11	16	11	13	—	—
300	—	15	20	14	20	14	20	12	15	16	18
400	16	19	23	18	23	18	23	—	—	20	22
500	20	24	27	22	27	22	27	—	—	24	26
600	22	27	32	—	—	—	—	—	—	—	—

Между прочностью бетона и цемента существует прямая зависимость. С увеличением прочности цемента повышается прочность бетона. Применение того или иного вида и марки цемента, как было указано, зависит от предъявляемых к бетону требований.

Портландцемент чаще всего применяется в качестве гидравлического вяжущего в бетонах, к которым предъявляются требования прочности.

Глиноземистый цемент является быстротвердеющим вяжущим. Прочность его через сутки после затворения достигает 65—75% 28-дневной прочности. Он рекомендуется к применению в тех случаях, когда в короткие сроки (5—7 дней) требуется получить бетон проектной прочности.

Пуццолановый портландцемент представляет собой гидравлическое вяжущее, полученное путем добавления к портландцементному клинкеру 20—40% гидравлической добавки, повышающей химическую стойкость цемента против выщелачивания. Пуццолановый портландцемент рекомендуется применять тогда, когда конструкция во время эксплуатации может находиться под влиянием проточных или вредно действующих агрессивных вод, а также в конструкциях, к которым предъявляются требования водонепроницаемости (резервуарах, подземных сооружениях).

Шлакопортландцемент применяют для изготовления тех же элементов конструкций, что и пуццолановый, но в менее ответственных сооружениях.

Для несущих элементов железобетонных конструкций следует применять цемент, марка которого выше требуемой марки бетона.

Заполнители. Заполнителями в бетоне обычно служат речной, морской, овражный и горный кварцевый песок и гравий. В качестве заполнителя применяют также песок и щебень, полученные путем механического измельчения изверженных пород (гранит, базальт). Эти заполнители в отличие от вышеуказанных имеют большую шероховатость.

Прочность заполнителя на сжатие для железобетонных изделий принимается 300—800 *кг/см*^{2} в зависимости от марки бетона и на 30—50% выше проектируемой марки бетона. Желательно применять заполнители, имеющие шероховатую поверхность, обеспечивающую лучшее сцепление с цементом и большую прочность бетона. Для обычных бетонов следует применять местные заполнители. Для бетонов, выполняющих функции тепло- и звукоизоляции, лучше применять пористые заполнители (туф, ракушечник, керамзит, гранулированные доменные шлаки и др.).

Заполнители для бетона не должны содержать глинистых, пылеватых и гумусовых примесей больше, чем допускается нормами (в песке не более 5, а в щебне не более 2%), так как эти примеси уменьшают силу сцепления заполнителя с вяжущим.

Зерна заполнителей должны быть различной крупности. Путем подбора оптимального гранулометрического состава может быть создан заполнитель максимальной плотности. В нем пустоты между крупными зернами заполняются более мелкими. Такой состав дает возможность получить бетон заданной марки при минимальном расходе вяжущего на единицу объема бетона. Однако количество вяжущего, необходимое для защиты арматуры от коррозии, должно быть не менее 200—250 *кг* в 1 *м*^{3}.

Предельная крупность заполнителей (гравия или щебня) для различных железобетонных изделий, *мм*:

Для тонкостенных, пустотелых и ребристых изделий с наименьшим размером стенок, ребер до 25 *мм* или с многорядной проволочной арматурой	10
Для тех же или других изделий с размерами стенок, полок, ребер до 40 *мм* и расстояниями между стержнями более 5 *см*	20
Для малоармированных изделий простых очертаний — колонн, балок и др.	40
Для бетонных и крупноразмерных изделий и конструкций, в том числе и фундаментных блоков	70
Для тонкостенных, пустотелых и ребристых изделий с наименьшим размером стенок, ребер до 25 *мм* или с многорядной проволочной арматурой	10
Для тех же или других изделий с размерами стенок, полок, ребер до 40 *мм* и расстояниями между стержнями более 5 *см*	20
Для малоармированных изделий простых очертаний — колонн, балок и др.	40
Для бетонных и крупноразмерных изделий и конструкций, в том числе и фундаментных блоков	70

Вода и водоцементное отношение. Вода для затворения бетонной смеси должна быть чистой (речная, озерная, артезианская), не содержать жиров, кислот, щелочей. Ее пригодность следует проверять лабораторным путем.

Вода считается пригодной для приготовления бетона, если прочность изготовленных на испытуемой воде образцов через 60 дней будет меньше прочности образцов, изготовленных на чистой воде, не более чем на 10%.

Водоцементное отношение оказывает большое влияние на прочность бетона: с уменьшением В/Ц прочность бетона увеличивается. Однако это отношение, как было указано, должно быть не ниже оптимального В/Ц=0,35÷0,4. Излишек воды, хотя и уменьшает плотность и прочность

бетона, нужен для создания бетонной смеси определенной консистенции, отвечающей методу укладки бетона. Малые В/Ц ускоряют интенсивность твердения бетона, что особенно важно при изготовлении элементов сборных конструкций. Вот почему должно быть обращено внимание на проектную дозировку воды при затворении бетонной смеси. Зависимость прочности бетона R_{28} от В/Ц и марки цемента показана на рис. I. 1. Как видно из графика, при одном и том же расходе и марке цемента прочность бетона в зависимости от В/Ц можно увеличить вдвое и более и значительно сократить сроки твердения.

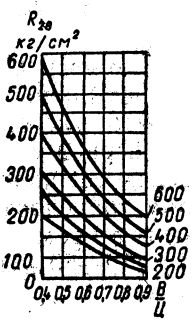


Рис. I.1. Зависимость прочности бетона от водоцементного отношения.

Температурно-влажностные условия твердения. Прочность бетона в большой степени зависит от температуры, при которой твердеет бетонная смесь, влажности воздуха и способа перемешивания составляющих. Перемешивание должно производиться до получения однородной массы.

Благоприятными климатическими условиями твердения бетона на открытом воздухе являются температура 15—25° и относительная влажность 80—90%. При таком режиме твердения бетон на портландцементе приобретает свою проектную прочность через 28 дней. Жесткие бетонные смеси на быстротвердеющих и высокопрочных цементах набирают проектную прочность через 4—6 дней.

Если увеличить температуру и влажность, процесс твердения значительно ускоряется. Так, при температуре 80—100° и относительной влажности 100% бетон приобретает проектную прочность в течение суток, а при автоклавной обработке (под большим давлением пара и при высокой температуре) — в еще более короткие сроки. Такой термовлажностной обработке подвергают сборные железобетонные элементы, изготовляемые на специализированных заводах с высокой техникой подбора гранулометрического состава заполнителей и В/Ц. Зависимость прочности бетона от продолжительности пропаривания отражена на графике (рис. I. 2).

С понижением температуры твердение бетона замедляется, а при температуре —2° — совершенно прекращается. Как показали исследования, при замораживании бетонной смеси вскоре после укладки в опа-

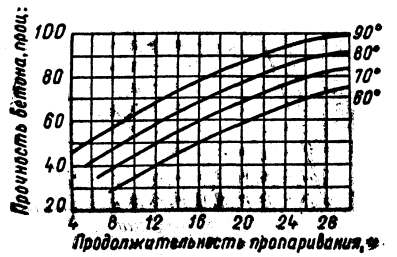


Рис. I.2. Зависимость прочности бетона от продолжительности пропаривания.

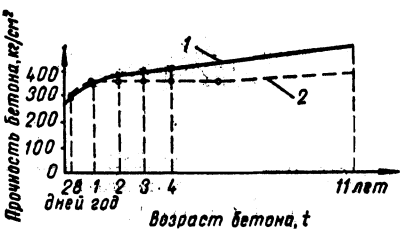


Рис. I.3. Нарастание прочности бетона во времени:

1 — при хранении во влажной среде; *2* — при хранении в сухой среде.

лубку нарастание прочности после оттаивания снижается. При замораживании же бетона, набравшего около 70% проектной прочности, способность набирать прочность после оттаивания не теряется. Отсюда следует, что прогрев бетона, уложенного в зимнее время при отрицательной температуре, необходимо производить в течение первых 6—8 суток.

Возраст бетона. Прочность бетона увеличивается с возрастом, если обеспечены температурно-влажностные условия твердения бетонной смеси. Бетонный образец, приготовленный на портландцементе, наиболее интенсивно набирает прочность в начальный период твердения и обычно достигает проектной прочности через 28 суток. Но прочность образца продолжает нарастать в течение длительного времени, измеряемого годами, если твердение происходит при соответствующей температуре и влажности (рис. I. 3).

При твердении бетона различают начало схватывания, отвечающее моменту, когда бетонная смесь начинает густеть, и конец схватывания,— когда смесь загустела. Приготовленная смесь должна быть уложена в опалубку до начала схватывания, так как при укладке в период схватывания прочность бетона снижается вследствие нарушения сцепления частиц, успевших уже соединиться между собой. Поэтому транспортирование и укладка бетонной смеси должны быть выполнены в промежуток времени от затворения ее водой до начала схватывания (30—50 *мин*) в зависимости от активности цемента и атмосферных условий.

ДЕФОРМАТИВНОСТЬ БЕТОНА

Бетон — упруго-вязко-пластичный материал, деформируется под воздействием внешней нагрузки (силовые деформации), под влиянием усадки, при изменении температуры и влажности среды.

Силовые деформации возникают при кратковременном или длительном действии нагрузки и при многократно повторяющейся нагрузке.

При кратковременной нагрузке деформации бетона $\varepsilon_б$ состоят из двух частей: упругой $\varepsilon_у$, которая исчезает после удаления нагрузки, и пластической $\varepsilon_п$ — остаточной, не исчезающей после удаления нагрузки. Причем последние начинают развиваться при малых напряжениях одновременно с упругими деформациями.

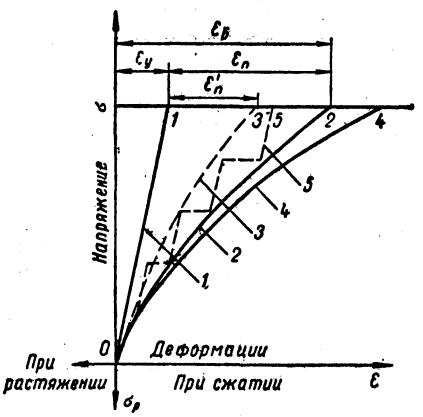


Рис. I.4. Деформации бетона при однократном загружении кратковременной нагрузкой:

1 — упругие; *2* — пластические при загружении за время *t*; *3* — то же, при $t'<t$; *4* — то же, при $t''>t$; *5* — упругопластические при ступенчатом загружении.

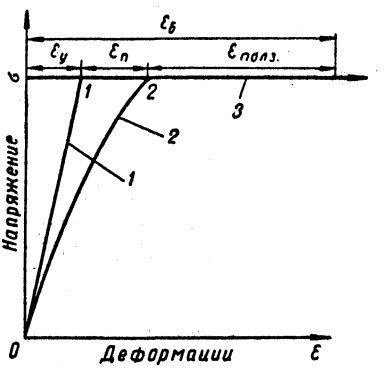


Рис. I.5. Деформации бетона при длительном действии нагрузки:

1 — упругие; *2* — пластические, возникающие в период загружения; *3* — деформации ползучести, нарастающие во времени без добавления нагрузки.

Зависимость деформаций бетона $\varepsilon_б$ от напряжений сжатия $\sigma_б$ при кратковременном действии нагрузки показаны на диаграмме (рис. I. 4). Упругие деформации связаны с напряжениями линейной зависимостью

(прямая 0—*1*). Пластические деформации $\varepsilon_п$ развиваются с ростом напряжений во времени по плавной кривой 0—*2*. Форма кривой зависит от времени t, в течение которого производится загружение, т. е. от скорости загружения: с увеличением скорости загружения пластические деформации уменьшаются, с замедлением — увеличиваются.

Так, при загружении образца в промежуток времени $t'<t$ кривая пластических деформаций при тех же напряжениях займет более крутое положение 0—*3* (на рис. I. 4 — пунктир), и величина $\varepsilon_п$ уменьшится до $\varepsilon'_п$; при мгновенном загружении образца кривая *0*—2 совместится с прямой 0—*1*, т. е. образец не получит пластических деформаций ($\varepsilon_п=0$); при удлинении времени загружения ($t''>t$) кривая 0—*2* примет более пологую форму 0—*4* и $\varepsilon_п$ увеличится.

Если нагрузку, вызывающую в образце напряжения σ и пластические деформации $\varepsilon_п$, разделить на n равных частей (на рис. I. 4 $n=4$) и каждую из них приложить мгновенно через промежуток времени $^1/_4\,t$ (t — время действия нагрузки), зависимость σ—$\varepsilon_б$ примет ступенчатую форму 0—*5*, где наклонные отрезки представляют упругие деформации от каждой доли нагрузки (они параллельны прямой 0—*1*), а горизонтальные отрезки — пластические деформации. Если число долей нагрузки велико, а промежутки времени между их приложением малы, ступенчатая зависимость 0—*5* превращается в плавную кривую 0—*2*.

При длительном действии нагрузки деформации бетона в период загружения протекают (рис. I. 5) так же, как и при кратковременном действии нагрузки,— по кривой 0—*2*, форма которой, как было указано, зависит от скорости загружения. Если нагруженный до напряжения σ образец оставить под нагрузкой в течение продолжительного времени, пластические деформации будут развиваться далее по прямой *2*—*3* без добавления нагрузки во времени. Как показали опыты, нарастание пластических деформаций продолжается несколько лет (1—3 года) в зависимости от температуры и влажности среды, в которой происходит твердение бетона, и постепенно прекращается. Такое нарастание пластических деформаций по прямой *2*—*3* называется деформацией ползучести бетона *.

При определении деформаций ползучести следует учитывать влияние повторных загружений. Бетон, находившийся под нагрузкой длительное время, накапливает определенные деформации ползучести. При повторной нагрузке усилием, не превышающим усилия первого загружения, элемент будет испытывать лишь упругие деформации.

С ползучестью бетона связана релаксация напряжений — уменьшение напряжений в элементе без изменения деформаций. Так, если элемент подвергнуть предварительному продольному сжатию, силой N до напряжения σ и укорочения ε, а затем усилие сжатия N заменить неподвижным упором и этим приостановить дальнейшее наращивание деформаций, напряжения в бетоне σ и усилие N начнут постепенно уменьшаться до напряжений $\sigma'<\sigma$, а усилие в упоре $N'<N$.

При многократном загружении и разгружении кривые деформаций сжатия бетона зависят в основном от величины напряжения (рис. I. 6). После большого числа циклов загружения при напряжениях σ_1, не превышающих предела выносливости бетона на сжатие $R_в$ (40—50% предела прочности σ), кривые деформации σ—ε с увеличением числа циклов постепенно выравниваются и становятся прямолинейными, т. е. бетон как бы приобретает свойства упругого тела. При таких напря-

* И. И. Улицкий, Чжан-Чжун-Яо, А. Б. Голышев. Расчет железобетонных конструкций с учетом длительных процессов. Киев, Госстройиздат УССР, 1960.

жениях число циклов загружения может быть практически неограниченным без ущерба для прочности элемента.

Если же напряжения $\sigma_2 > R_в$ кривые деформаций бетона σ—ε изгибаются в обратную сторону. Это свидетельствует о появлении в бетоне микротрещин и о начале его разрушения.

Предельные деформации бетона при сжатии (сжимаемость) и при растяжении (растяжимость) до разрушения зависят в основном от тех же факторов, что и ползучесть бетона. Средняя предельная сжимаемость бетона принята равной 0,002. Средняя предельная растяжимость — в 10—20 раз меньше и составляет 0,0001—0,0002.

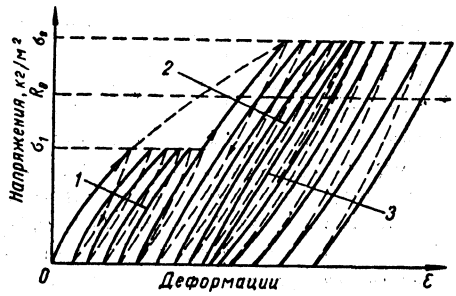


Рис. I.6. Кривые деформации бетона при многократно повторяющейся нагрузке: *1* — при $\sigma_1 < R_в$; *2* — $\sigma_2 > R_в$; *3* — линейная зависимость между σ и ε.

Температурные и усадочные деформации. При повышении температуры бетон увеличивается в объеме, при понижении — уменьшается. На величину изменения объема в основном оказывает влияние вид заполнителей и состав бетона. Средний коэффициент линейного расширения бетона (в пределах от 0 до 100°) принимают равным 0,00001 *град*$^{-1}$.

При твердении на воздухе бетон уменьшается в объеме, а при твердении в воде увеличивается в объеме — набухает. Усадочные деформации происходят главным образом в результате уменьшения объема цементного камня (геля) при твердении. Поэтому с увеличением количества цемента на единицу объема бетона В/Ц усадка увеличивается, а с увеличением прочности и уменьшением пористости заполнителя — уменьшается.

Усадочные деформации протекают более интенсивно в первое время твердения, а затем постепенно замедляются и прекращаются. Усадка происходит неравномерно также и в объеме. Она начинается с поверхности элемента и по мере расходования воды на твердение бетона и испарение через поры распространяется в глубь элемента. Вследствие этого наружные, более высохшие слои бетона, получают бо́льшую

Таблица I. 2

Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами в железобетонных конструкциях, допускаемые без расчета, *м*

Конструкции	Внутри отапливаемых зданий или в земле	В открытых сооружениях или в неотапливаемых зданиях
Железобетонные конструкции (с ненапрягаемой арматурой или предварительно напряженные III категории трещиностойкости):		
а) сборные каркасные, в том числе смешанные с металлическими или деревянными покрытиями	60	40
б) сборные сплошные	50	30
в) монолитные и сборно-монолитные каркасные из тяжелого бетона	50	30
г) то же, из легкого бетона	40	25
д) монолитные и сборно-монолитные сплошные из тяжелого бетона	40	25
е) то же, из легкого бетона	30	20

усадку, а внутренние, более влажные,— меньшую. Поэтому при твердении в бетоне возникают начальные усадочные напряжения, при которых наружные слои испытывают растяжение и в них возможно появление трещин, а внутренние, препятствующие усадке наружных слоев, оказываются сжатыми.

В предварительно напряженных железобетонных конструкциях усадка бетона приводит к уменьшению (потере) предварительных напряжений.

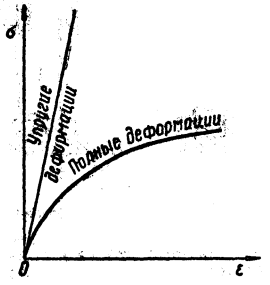


Рис. I.7. Эпюра деформаций бетона при сжатии.

Чтобы избежать появления трещин от усадки бетона и температурных колебаний, железобетонную конструкцию большой протяженности разрезают температурно-усадочными швами на части, длина которых не превышает величин, приведенных в табл. 1. 2.

Усадку можно значительно уменьшить, если в период твердения бетона держать элемент во влажном состоянии. Имеются расширяющиеся или безусадочные цементы. Бетоны, приготовленные на этих цементах, при твердении не дают усадки.

Модуль деформации бетона. Модуль деформации бетона является величиной переменной как при сжатии, так и при растяжении (рис. 1. 7). Вследствие этого между напряжениями и деформациями не существует линейной зависимости. Деформации бетона в результате развития в нем при длительном действии нагрузки пластических деформаций растут быстрее, чем напряжения, и зависимость между ними представляется в виде кривой. Начальный модуль упругости бетона приведен в табл. 1. 3.

Таблица I. 3

Величины начальных модулей упругости бетона $E_б$, *кг/см²*

Проектная марка бетона по прочности на сжатие	100	150	200	300	400	500	600
Бетон обычный	190000	230000	265000	315000	350000	370000	380000
Бетон на мелком заполнителе с расходом цемента 500 *кг/м³* и более	140000	170000	200000	235000	255000	285000	300000

РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

Бетоны, как и естественные камни, хорошо сопротивляются сжатию и плохо — растяжению. Прочность на сжатие является основной механической характеристикой бетона — его маркой. Марка бетона на сжатие означает предел прочности в *кг/см²* бетонного кубика размером 20×20×20 *см*, испытанного после 28 дней хранения (твердения) в нормальных температурно-влажностных условиях.

Предел прочности бетона на сжатие (кубиковая прочность) определяется делением разрушающей силы на площадь сжатия.

$$R = \frac{N}{F}. \qquad (I.1)$$

Как показали исследования, разрушение кубика, подвергнутого сжатию происходит в результате появления поперечных усилий, расслаиваю-

щих бетон по вертикали на части. Расслоение кубика под прессом обычно происходит по наклонным плоскостям (рис. I. 8, *а*). Это объясняется тем, что между поверхностями кубика и подушками пресса возникают силы трения, отклоняющие трещины от вертикали. Если устранить трение между соприкасающимися поверхностями смазкой, направление трещин будет вертикальное (рис. I. 8, *б*).

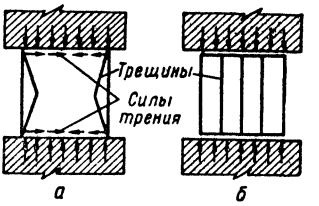


Рис. I 8. Разрушение кубика:
а — при наличии сил трения между торцами кубика и подушками пресса; *б* — при отсутствии сил трения.

Элементы конструкций, работающие на центральное сжатие (колонны, стойки рам и др.), обычно имеют форму призмы.

Призменная прочность $R_{пр}$, как показали опыты, меньше кубиковой. Она составляет 0,8 R для низких марок бетона и 0,7R для высоких.

Прочность бетона на сжатие при изгибе $R_и$ несколько больше призменной прочности и принимается равной 1,25 $R_{пр}$.

Прочность бетона при местном (смятии) $R_{см}$ больше $R_{пр}$. Предел прочности бетона при местном сжатии определяется по формуле

$$R_{см} = \gamma R_{пр},$$

где $\gamma = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}}$;

F — вся площадь опорной площадки;

$F_{см}$ — площадь загруженной части.

Коэффициент γ принимается не более 1,5 при действии только местной нагрузки и не более 2 — при действии местной и остальной нагрузки.

Прочность бетона при растяжении $R_р$ зависит от тех же факторов, которые влияют на прочность бетона при сжатии, и выражается формулой

$$R_р = \frac{1}{2}\sqrt[3]{R^2}.$$

Прочность бетона при срезе $R_{ср}$ и скалывании в 1,5—2 раза выше его предела прочности при растяжении *.

Для железобетонных конструкций применяются бетоны:

тяжелый — объемным весом 1800 *кг/м*³ и более марок 100, 150, 200, 300, 400, 500 и 600;

легкий — объемным весом менее 1800 *кг/м*³ марок 35, 50, 75, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400.

Следует отметить, что не во всех конструкциях может быть эффективно использован бетон высоких марок.

Для центрально и внецентренно сжатых железобетонных элементов из тяжелого бетона, размеры сечения которых определяются из расчета на прочность, рекомендуется принимать марку бетона не ниже 200.

Механические характеристики бетона нормированы. Нормативное сопротивление бетона принимается равным среднестатическому значению прочности при испытании контрольных кубиков.

Расчетные сопротивления бетона определены (с округлением) как произведение нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты однородности и основные коэффициенты условий работы. Величины расчетных сопротивлений даны в табл. I. 4.

* Проф Я. В. Столяров дает следующие ориентировочные значения прочности бетона, зависящие от предела прочности бетона при сжатии (кубиковой прочности): при чистом срезе 0,3 R; при скалывании 0,2 R; при растяжении 0,1 R.

Таблица I. 4

Расчетные сопротивления бетона при расчете конструкций на прочность и по образованию или раскрытию трещин, *кг/см²*

Вид напряженного состояния	Обозначение расчетного сопротивления	Типы конструкций	Расчетные сопротивления бетона в *кг/см²* при проектной марке бетона по прочности на сжатие									
			35	50	75	100	150	200	300	400	500	600
			Проектная марка бетона по прочности на растяжение									
			—	—	—	P11	P15	P18	P23	P27	P31	P35
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R_{пр}$	Железобетонные	14	20	30	44	65	80	130	170	200	230
		Бетонные	12,5	18	27	40	60	70	115	—	—	—
Сжатие при изгибе	$R_и$	Железобетонные	17,5	25	37	55	80	100	160	210	250	280
		Бетонные	16	22	33	50	70	90	140	—	—	—
Растяжение осевое	$R_р$	Железобетонные	2,3	2,7	3,6	4,5	5,8	7,2	10,5	12,5	14	15
		Бетонные	2	2,4	3,2	4	5,2	6,4	9,5	—	—	—
Растяжение при расчете по образованию трещин Растяжение при проверке необходимости расчета по раскрытию трещин	R_t	Железобетонные предварительно напряженные Железобетонные	3,2	3,8	5	6,3	8	10	14,5	17,5	19,5	21

Примечания: 1. Для отдельных мелких монолитных железобетонных сооружений при общем объеме бетона до 10 *м³* значения расчетных сопротивлений бетона должны приниматься как для бетонных конструкций.

2. Для легких бетонов проектных марок 250 и 350 значения расчетных сопротивлений определяются интерполяцией.

3. При необходимости проверки расчетом конструкций, в которых прочность бетона не достигла проектной марки (например, в момент распалубливания), значения расчетных сопротивлений бетона следует определять с учетом фактической прочности бетона путем интерполяции.

Расчетные сопротивления (табл. I. 4) умножаются на дополнительные коэффициенты условий работы $m_б$, учитываемые независимо друг от друга:

а) при проверке прочности в стадии предварительного обжатия бетона для сборных предварительно напряженных элементов $m_б = 1{,}2$;

б) для бетонов на глиноземистом цементе $m_б = 0{,}7$;

в) при расчете прочности бетонных и железобетонных центрально и внецентренно сжатых элементов, бетонируемых в вертикальном положении (колонны, панели и др.), $m_б = 0{,}85$;

г) при расчете прочности монолитных бетонных столбов сечением менее 35×35 *см*, а также железобетонных колонн с большей стороной сечения менее 30 *см* $m_б = 0{,}85$;

д) при расчете прочности стеновых панелей для простенков с площадью сечения менее 0,1 *м²* $m_б = 0{,}8$;

е) для отдельных мелких монолитных железобетонных изделий при

общем объеме бетона до 10 $м^3$ значения расчетных сопротивлений следует умножить на коэффициент $m_б = 0{,}9$;

ж) для легких бетонов проектных марок 200 и выше, приготовленных на естественных пористых заполнителях вулканического происхождения, значения расчетных сопротивлений бетона растяжению $R_р$ и $R_т$ принимаются по табл. I. 4 с коэффициентами:

0,8 — для бетонов проектных марок 200 и 250;

0,7 — для бетонов проектных марок 300 и 350;

0,65 — для бетонов проектной марки 400.

Для поризованных легких бетонов, а также бетонов, приготовленных с применением вспученного перлитового песка, значения расчетных сопротивлений бетона растяжению $R_р$ и $R_т$ принимаются по табл. I. 4 с коэффициентом 0,8.

СТАЛЬНАЯ АРМАТУРА И ЕЕ МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА

Арматура является одним из основных материалов для изготовления железобетонных конструкций. Различают арматуру рабочую и монтажную. Рабочую арматуру в элементах железобетонных конструкций, как правило, укладывают в растянутой зоне сечения (см. рис. I. 2). Ее назначение — воспринять растягивающие усилия, возникающие в элементе под воздействием нагрузки.

Арматура вводится также и в сжатую зону сечения. Причем в одних случаях — в центрально и внецентренно сжатых элементах — она вводится с целью усиления бетона этой зоны, и работа сжатой арматуры учитывается расчетом; в других случаях — в элементах, работающих на изгиб,— работа сжатой арматуры не учитывается. Она рассматривается как монтажная, ее площадь не превышает 10% от площади растянутой арматуры в том же сечении.

Кроме продольной рабочей арматуры, железобетонные элементы снабжаются: плиты — распределительной арматурой (рис. I. 9, *а*); балки — монтажной и поперечной арматурой или хомутами (см. рис. I. 9, *б*); колонны — хомутами.

Для армирования железобетонных конструкций обычно применяется арматура из стальных стержней круглого сечения с гладкой поверхностью и периодического профиля.

РАБОТА СТАЛИ НА РАСТЯЖЕНИЕ

Классы стали: горячекатаная — мягкая, холоднодеформированная — средней твердости и термически упрочненная — твердая — отличаются друг от друга механическими свойствами.

Диаграмма деформаций при растяжении стержня из мягкой стали приведена на рис. I. 10.

Мягкая сталь отличается большой пластичностью. Как известно, стержень при постепенно возрастающей нагрузке претерпевает следующие деформации. От точки 0 (σ_0) до точки *а* ($\sigma_{пр}$) деформации ε пропорциональны напряжениям σ и протекают по прямой 0*а*. За пределом пропорциональности деформации становятся упруго-пластичными и следуют по кривой до точки *b* — начала текучести.

В состоянии текучести деформации растут без добавления нагрузки (во времени). За точкой *с* стержень снова приобретает способность воспринимать возрастающую нагрузку. Отметим, что деформации, протекающие при загружении стержня до предела пропорциональности $\sigma_{пр}$,

являются упругими и исчезают с разгрузкой стержня (точка *a* возвращается в точку 0) и при повторном загружении стержня точка *a* продолжает тот же путь 0*a*0.

Если стержень нагрузить выше предела текучести, то после разгрузки он получит остаточную деформацию 00_1 и при повторном загружении упругие деформации стержня последуют по новой линии 0_1k_1, параллельной 0*a*. При этом стержень приобретает более высокий предел пропорциональности, т. е. будет упрочнен, что позволит лучше использовать свойства стали и уменьшить расход арматуры.

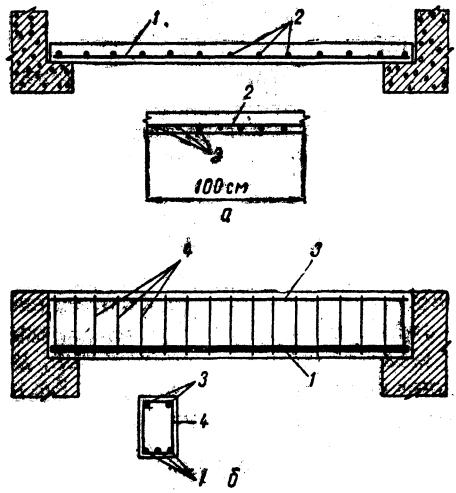


Рис. I.9. Схема армирования:
а — плиты; *б* — балки; арматура: *1* — рабочая; *2* — распределительная; *3* — монтажная; *4* — поперечная.

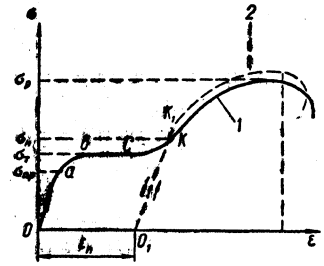


Рис. I.10. Диаграмма деформаций стержня из мягкой стали.

Основной механической характеристикой горячекатаной арматурной стали является ее **предел текучести** $\sigma_т$. При напряжениях в арматуре, достигающих величины $\sigma_т$, в растянутой зоне балки (рис. I. 11) вследствие большой растяжимости мягкой стали раскрываются большие трещины. Происходит постепенное перемещение нейтральной оси к сжатой грани сечения — уменьшение высоты сжатой зоны бетона *x*, раздробление бетона и разрушение балки.

Поэтому при армировании железобетонных конструкций, работающих на изгиб и на внецентренное сжатие с большим эксцентриситетом, горячекатаной арматурной сталью ее предварительно подвергают холодной обработке — упрочнению, при котором она приобретает новый искусственно поднятый предел текучести.

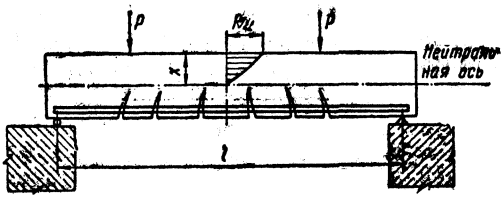


Рис. I.11. Трещинообразование в изгибаемом элементе.

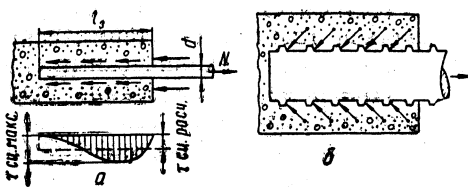


Рис. I.12. Сцепление арматуры с бетоном.

Пластичность стали определяется ее относительным удлинением при разрыве в процентах. Она способствует возникновению пластических шарниров в статически неопределимых конструкциях, учет которых ведет к экономии стали и упрощению армирования.

Пластичность стали улучшает условия изготовления арматурных изделий, так как такие стали менее хрупки и не так чувствительны к загибам в холодном состоянии при заготовке арматуры.

Сцепление стали с бетоном обуславливается такими факторами, как склеивание арматуры с бетоном, трение и зацепление арматуры при ее выдергивании из бетона вследствие шероховатости поверхностей стержней. При расчете определяют полное значение силы сцепления $\tau_{сц}$, отнесенное к 1 $см^2$ наружной поверхности длины заделки стержня $l_з$. Величина $\tau_{сц}$ непостоянна. Она увеличивается с повышением марки цемента и его количества, с уменьшением В/Ц и с возрастом бетона.

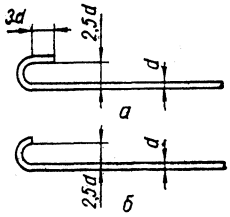


Рис. I.13. Полукруглые крюки:
а — при ручной заготовке;
б — при машинной заготовке.

Рис. I.14. Арматура периодического профиля.

Напряжения сцепления распределяются по длине заделки стержня неравномерно (рис. I. 12), причем $\tau_{сц.макс}$ не зависит от длины заделки $l_з$. Расчетное напряжение $\tau_{сц} = \frac{N}{\pi d l_з}$ с увеличением длины заделки уменьшается. Практически увеличение $l_з$ выше 15—20 d не оказывает влияние на сопротивление выдергиванию стержня из бетона.

Для обычных бетонов принимают $\tau_{сц}$ =25—40 $кг/см^2$.

Стержни з гладкой поверхностью слабо сопротивляются выдергиванию из бетона. Поэтому на концах арматуры из гладких стержней делают крюки (рис. I. 13). Арматура периодического профиля, поверхность которой покрыта выступами (рис. I. 14), имеет значительно лучшее сцепление с бетоном, что позволяет использовать прочность высоких марок стали и не делать крюков на концах стержней.

ВИДЫ АРМАТУРНЫХ СТАЛЕЙ

Арматурную сталь в зависимости от механических свойств и предела текучести различают по классу. Согласно СНиП II-В.1—62 * для армирования железобетонных конструкций применяются следующие виды арматурных сталей:

а) сталь горячекатаная (ГОСТ 5781—61):
класса А-I — круглая (гладкая) диаметром от 6 до 40 *мм*;
класса А-II — периодического профиля диаметром от 10 до 90 *мм*;
класса А-III — периодического профиля диаметром от 6 до 40 *мм*;
класса А-IV — периодического профиля диаметром от 10 до 32 *мм*;
класса А-V — периодического профиля диаметром от 10 до 18 *мм*;

б) сталь периодического профиля, упрочненная вытяжкой с контролем напряжений и удлинений или с контролем только удлинений без контроля напряжений:
класса А-IIв — диаметром от 10 до 40 *мм*;
класса А-IIIв — диаметром от 6 до 40 *мм*.

Величина контролируемых напряжений принимается: для стали класса А-IIв — 4500 $кг/см^2$; А-IIIв — 5500 $кг/см^2$. Величина контролируемых удлинений принимается: для стали класса А-IIв — 5,5%: А-IIIв марки 25Г2С — 3,5%;

в) обыкновенная арматурная проволока (ГОСТ 6727—53) диаметром от 3 до 8 *мм*;

г) высокопрочная гладкая арматурная проволока (ГОСТ 7348—63) диаметром от 2,5 до 8 *мм*;

д) высокопрочная арматурная проволока периодического профиля (ГОСТ 8480—63) диаметром от 2,5 до 8 *мм*.

В качестве ненапрягаемой арматуры для обычного железобетона следует применять преимущественно круглые стержни периодического профиля класса А-II и А-III, упрочненные холодной обработкой; в сварных и вязанных сетках — обыкновенную арматурную проволоку диаметром 3—5,5 *мм*; для поперечной арматуры и монтажной — сталь класса А-I.

Для закладных деталей и соединительных накладок применяется горячекатаная полосовая, угловая и фасонная сталь группы марок Ст.3.

Расчетные сопротивления арматуры при расчете железобетонных конструкций на прочность принимаются по табл. I. 5.

Таблица I. 5

Расчетные сопротивления стержневой арматуры при расчете на прочность

Вид арматуры	Расчетные сопротивления арматуры в *кг/см²*		
	растянутой		сжатой (имеющей сцепление с бетоном) $R_{a.c}$
	а) продольной; б) поперечной и отогнутой при расчете на изгиб по наклонному сечению R_a	поперечной и отогнутой при расчете на поперечную силу $R_{a.x}$	
1. Сталь горячекатаная круглая (гладкая) класса А-I, а также полосовая, угловая и фасонная группы марок «сталь 3»	2100	1700	2100
2. Сталь горячекатаная периодического профиля класса А-II	2700	2150	2700
3. То же, класса А-III	3400	2700	3400
4. То же, класса А-IV	5100	4100	3600
5. То же, класса А-V	6400	5100	3600
6. Сталь термически упрочненная периодического профиля класса Ат-IV	5100	4100	3600
7. То же, класса Ат-V	6400	5100	3600
8. То же, класса Ат-VI	7600	6100	3600
9. Сталь, упрочненная вытяжкой, класса А-IIв:			
а) с контролем напряжений и удлинений	3700	3000	2700
б) с контролем только удлинений, без контроля напряжений	3250	2600	2700
10. То же, класса А-IIIв:			
а) с контролем напряжений и удлинений	4500	3600	3400
б) с контролем только удлинений, без контроля напряжений	4000	3200	3400

Примечания: 1. Для сжатой арматуры, не имеющей сцепления с бетоном, принимается $R_{a.c} = 0$.

СЕТКИ И КАРКАСЫ

Из рассмотренных видов арматуры изготовляются сварные или вязаные сетки для армирования плит, сварные плоские и пространственные каркасы или вязаные каркасы с хомутами и отгибами для армирования балок, ригелей и колонн.

Следует, как правило, применять сварные, а не вязаные сетки и каркасы. Не рекомендуется применять сварные сетки и каркасы в конструкциях, подвергающихся воздействию многократно повторяющихся под-

вижной и пульсирующей нагрузок. В этих случаях необходимо применять вязаную арматуру.

Сварные сетки. Следует отдавать предпочтение сварным сеткам заводского изготовления, поставляемым метизной промышленностью, а не сеткам, изготовляемым на стройдворах. Сварные сетки бывают рулон-

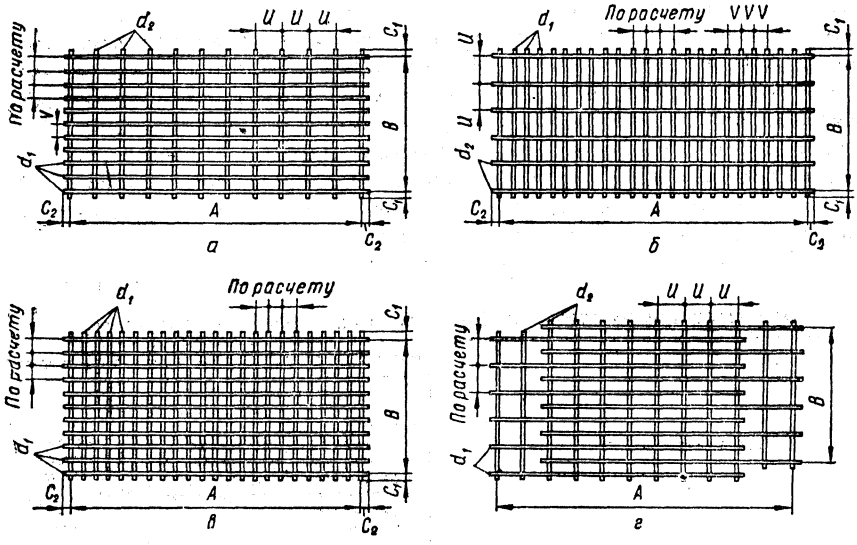


Рис. I.15. Расположение рабочей арматуры в сварных сетках:
а — по направлению большего размера; *б* — по направлению меньшего размера; *в* — в двух направлениях; *г* — рабочие стержни не доведены до края сетки.

ные и плоские. Стержни сеток укладывают в двух взаимно перпендикулярных направлениях и соединяют в пересечениях при помощи контактной точечной сварки. Из конструктивных соображений диаметр продольных стержней рулонных сеток не должен превышать 7 *мм*. Сетки изготовляют из низкоуглеродистой холоднотянутой проволоки с браковочным минимумом предела прочности 5500 *кг/см*^{2} при диаметре 3—5,5 *мм* и 4500 *кг/см*^{2} при диаметре 6—10 *мм*.

Различают сварные сетки с продольной рабочей арматурой (рис. I. 15, *а*), с поперечной рабочей арматурой (рис. I. 15, *б*) и с рабочей арматурой в обоих направлениях (рис. I. 15, *в*). Последние применяются для армирования плит, опертых по контуру. Кроме сеток, в которых все рабочие стержни доводятся до края сетки, возможно применение сеток, в которых часть рабочих стержней (по расчету) не доводится до края сетки (рис. I. 15, *г*) в соответствии с эпюрой моментов.

Ширина сварных сеток B по осям крайних стержней, размеры ячеек t и t_1, диаметры стержней d и d_1 сеток даны в табл. I. 6.

Кроме сортаментов сеток, приведенных в таблице, по договоренности между заказчиком и заводом-изготовителем возможно изготовление сеток, не предусмотренных сортаментом при соблюдении требований, обусловленных заводом.

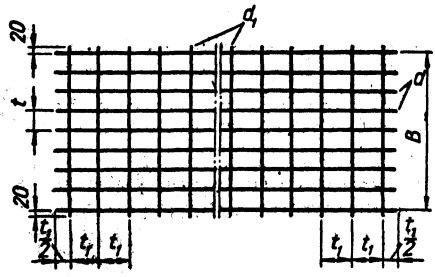
Сварные каркасы для армирования балок состоят из продольных стержней (рабочих без отгибов и монтажных) и поперечных, соединенных в местах пересечения контактной электросваркой. Каркасы бывают плоские с односторонним расположением продольной арматуры (табл. I. 7) и пространственные, составленные из двух и большего числа

Таблица I. 6

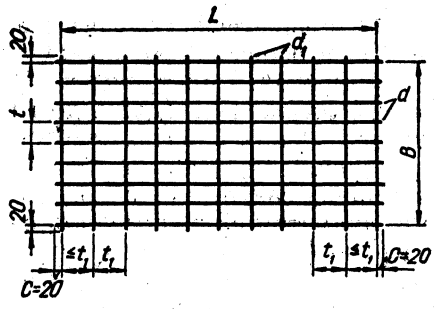
Сортамент сварных сеток по ГОСТ 8478—66

Марка сетки	Расстояние по осям между стержнями в *мм*		Диаметры стержней в *см*		Ширина сетки *B* по осям крайних стержней в *мм*
	продольными t	поперечными t_1	продольных d	поперечных d_1	
200/250/3/3	200	250	3	3	900, 1100,
150/250/3/3	150	250	3	3	1400, 1500,
200/250/4/3	200	250	4	3	1700, 2300,
150/250/4/3	150	250	4	3	2500, 2700,
200/250/5/4	200	250	5	4	2900
150/250/6/4	150	250	6	4	900, 1100,
100/250/6/4	100	250	6	4	1500, 2300,
150/250/9/5	150	250	9	5	2500, 2700,
100/250/9/5	100	250	9	5	2900
250/200/3/4	250	200	3	4	
250/150/3/4	250	150	3	4	900, 1100,
250/150/4/5	250	150	4	5	1300, 1700,
250/200/4/8	250	200	4	8	2300, 2900,
250/150/5/9	250	150	5	9	3500
200/200/3/3	200	200	3	3	
150/150/3/3	150	150	3	3	1100, 1300,
100/100/3/3	100	100	3	3	1400, 1500,
200/200/5/5	200	200	5	5	1700, 2300,
100/100/5/5	100	100	5	5	2500, 2700,
150/150/7/7	150	150	7	7	2900, 3500,
100/100/7/7	100	100	7	7	
200/200/8/8	200	200	8	8	
200/200/9/9	200	200	9	9	2300, 2500
150/150/9/9	150	150	9	9	
100/100/8/8	100	100	8	8	
100/100/9/9	100	100	9	9	

Сварная рулонная сетка



Сварная плоская сетка



Примечания: 1. Для изготовления сварных сеток применяется обыкновенная арматурная проволока диаметром 3—7 *мм* и стержни из стали класса А-III диаметром 6—9 *мм*. Допускается применение стержней из стали класса А-I.

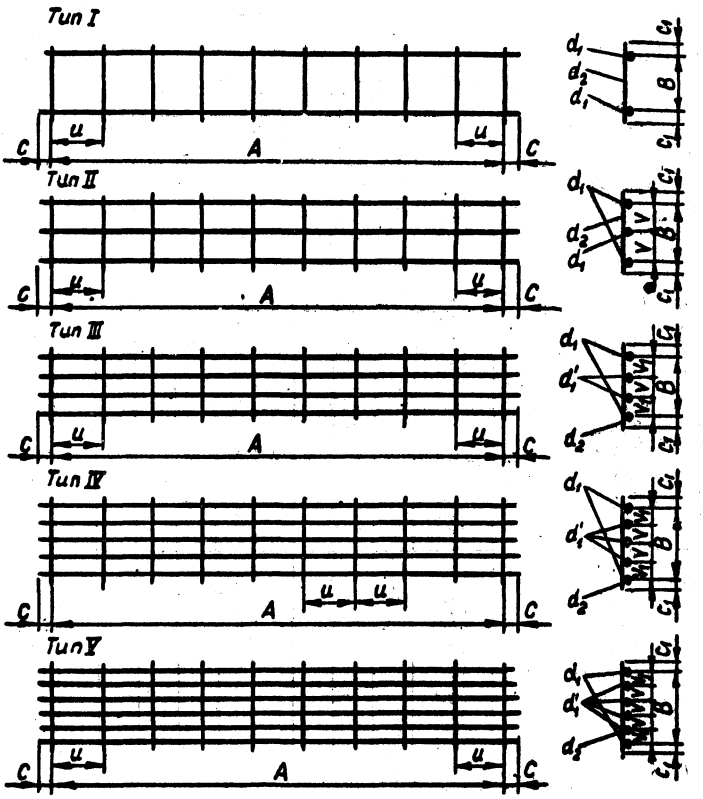
2. Сварные сетки при поставке подразделяются на рулонные и плоские.

Для плоских сеток ширина *B* не должна превышать 2500 *мм*, а длина *L* — 9 *м*; допускается по соглашению сторон увеличение длины до 12 *м*.

Диаметры продольных стержней *d* в рулонных сетках не должны превышать 7 *мм* (6 *мм* — для сеток из стали класса А-III).

Таблица I. 7

Типы сварных каркасов, изготовляемых на многоэлектродных машинах с помощью контактной точечной сварки



Тип каркаса	Размеры в *мм*					
	B	c	u	v	v_1	c_1
I	75—725		100, 150			
II	200—725	От 15	200, 250	Не менее	50*, 75	От 15
III	200—725	до 300	300, 350	100**	и более	до 200
IV	300—725		400			
V	400—725					

плоских каркасов. Габариты плоских каркасов A, B и диаметры стержней d_1, d'_1 и d_2 показаны на рисунке.

Чаще всего применяются сварные каркасы с односторонним расположением продольных стержней, стержни укладываются на расстоянии, равном диаметру стержня, но не менее 25—30 *мм*. Площадь продольной и поперечной арматуры определяют расчетом. На рис. I. 16 приведена балка, армированная пространственным каркасом.

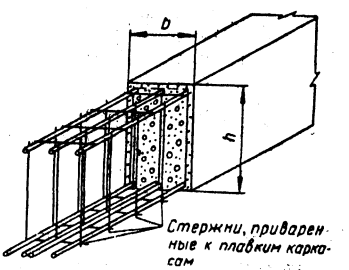


Рис. I.16. Армирование балки пространственным каркасом.

* При $v=50$ *мм* должно соблюдаться условие $d'_1=d_1$.

** В каркасах типа II одно из расстояний между продольными стержнями v может быть принято равным 50 *мм*, но при этом $B \geqslant 200$ *мм*.

Для обеспечения доброкачественной сварки и необходимой прочности анкеровки соотношение диаметров свариваемых стержней рекомендуется принимать по табл. I. 8. Сварка всех мест пересечения стержней в каркасах является обязательной независимо от диаметра и вида рабочей арматуры. Расстояние между поперечными стержнями в каркасах может быть принято одинаковое по всей длине балки и рассчитано по поперечной силе у опоры. Это несколько увеличивает расход стали, но упрощает изготовление каркаса.

Таблица I. 8

Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготовляемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметры стержней одного направления d_1 в *мм*	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьшие допустимые диаметры стержней другого направления d_2 в *мм**	3	3	3	3	3	3	4	5	5	6	6	8	8	10	10	12	12
Наименьшие допустимые расстояния между осями стержней одного направления $u_{мин}$ и $v_{мин}$ в *мм*	50	50	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200
Наименьшие допустимые расстояния между осями продольных стержней $v_{1мин}$ при двухрядном их расположении в каркасе в *мм*	—	—	—	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	

СТЫКИ АРМАТУРЫ

Сварные стыки

Арматуру железобетонных конструкций из стали периодического профиля, круглой (гладкой) стали и обыкновенной арматурной проволоки следует изготовлять с применением для соединения стержней контактной стыковой и дуговой сварки. Качество сварки арматуры должно отвечать требованиям действующих нормативных документов на сварную арматуру и закладные детали для железобетонных конструкций.

Сварные соединения высокопрочной арматурной проволоки, арматурных прядей и канатов (тросов), как правило, не допускаются.

Сварку арматурных стержней классов А-I—А-IV рекомендуется выполнять в соответствии с требованиями табл. I. 8а.

При применении арматуры, подвергаемой механическому упрочнению, стыкование стержней контактной сваркой должно производиться до их вытяжки.

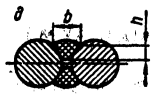
Проектирование стыков арматурных стержней с применением дуговой ванной сварки в инвентарных медных или других съемных формах производится с учетом требований Инструкции по проектированию железобетонных конструкций (§ 9. 63).

Таблица I. 8а

Сварные стыковые соединения арматурных стержней

Вид сварки	Класс арматуры	Предельные диаметры и их соотношения				Эскизы
		d в *мм*		$\frac{d_1}{d_2}$	$\frac{l}{d}$	
		мин.	макс.			
Контактная Стыковая	А-I А-II А-III	10 10 10	40 80 40	≥0,85		
	А-IV	10	32	1		
Дуговая ванная сварка в инвентарной медной форме	А-I А-II А-III	20	40 90 40	≥0,5		
Дуговая сварка с накладками с четырьмя фланговыми швами	А-I А-II А-III	8	40 80 40	1	≥3 ≥4 ≥4	
Дуговая с накладками с двумя фланговыми швами	А-I А-II А-III А-IV	10	40 90 40 32	1	≥6 ≥8 ≥8 ≥10	

Высота сварного шва h должна быть равна 0,25 d, но не менее 4 *мм*, ширина сварного шва b должна быть равна 0,5 d, но не менее 10 *мм*.



Сварные стыки горячекатаной ненапрягаемой арматуры можно располагать в любом сечении по длине стержня, при этом расположение стыков, соединяемых дуговой сваркой, следует назначать таким образом, чтобы они не препятствовали бетонированию.

Стыки перепуском без сварки

Стыки стержней рабочей арматуры диаметром до 32 *мм* как в сварных, так и вязаных сетках и каркасах могут выполняться внахлестку без сварки. При больших диаметрах стержней такие стыки не рекомендуются, а при диаметре стержней более 40 *мм* не допускаются.

Рабочие стыки стержней внахлестку в растянутой зоне изгибаемых или внецентренно сжатых элементов не рекомендуется располагать в местах полного использования арматуры. В линейных элементах, сечения которых полностью растянуты (например, в затяжках), а также во всех случаях применения арматуры из стали классов А-IV и А-IIIв, упрочненной вытяжкой, стыки внахлестку не допускаются. Они не должны совпадать также с местами изгиба стержней (табл. I. 9).

Таблица I. 9

Длина перепуска растянутых стержней вязаных каркасов в местах стыков внахлестку (без сварки)

Тип рабочей арматуры	Условия работы стыка	Наименьшая длина перепуска нахлестки $l_н$ при бетоне проектной марки	
		150	200 и выше
1. Горячекатаная периодического профиля класса А-II и круглая (гладкая) класса А-I	*а**	35*d*	30*d*
	*б***	40*d*	35*d*
2. Горячекатаная периодического профиля класса А-III и упрочненная вытяжкой периодического профиля класса А-IIв	*а**	45*d*	45*d*
	*б***	50*d*	45*d*

* *а* — стыки арматуры, расположенные в растянутой зоне изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых по 1-му случаю элементов;

** *б* — стыки арматуры, расположенные в центрально растянутых или во внецентренно растянутых по 2-му случаю элементах (такой тип стыка допускается только в плитах и в стенках);

d — номинальный диаметр соединяемых стержней.

Стыки рабочей арматуры вязаных сеток и каркасов, выполняемые внахлестку, должны иметь длину перепуска $l_н$ не менее 250 *мм* и располагаться вразбежку. Причем площадь сечения стержней, стыкуемых в одном месте, должна составлять: при гладких стержнях — не более 25%, а при стержнях периодического профиля — не более 50% общей площади.

Стыки сварных сеток в рабочем направлении следует выполнять по рис. I. 17. На длине нахлестки каждой сетки в растянутой зоне должно располагаться не менее двух поперечных стержней, привариваемых ко

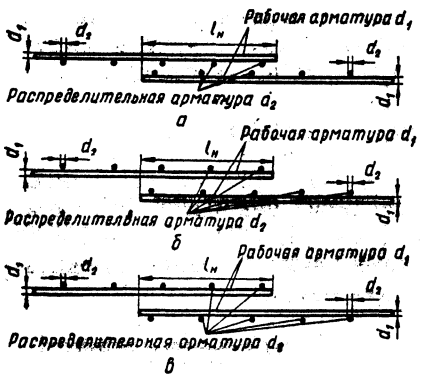


Рис. I.17. Устройство стыков сварных сеток в рабочем направлении внахлестку (без сварки). Расположение стержней:

а — поперечных в одной плоскости; *б* — поперечных в разных плоскостях; *в* — рабочих в одной плоскости.

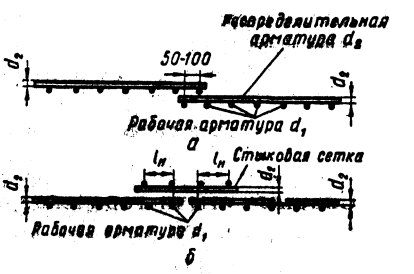


Рис. I.18. Устройство стыков сварных сеток в нерабочем направлении:

а — внахлестку; *б* — со стыковой сеткой.

всем продольным стержням сетки. При рабочей арматуре сеток из гладких стержней диаметр поперечных стержней (в пределах стыка) должен быть не менее указанных в табл. I. 10. Такие же типы стыков могут быть применены и для стыкования внахлестку сварных каркасов с односторонним расположением рабочих стержней.

Таблица I. 10

Наименьшие диаметры поперечных стержней сварных сеток и сварных каркасов с продольной арматурой из гладких стержней в местах рабочих стыков внахлестку (без сварки)

Тип стыка	Диаметр поперечных стержней d_2 при диаметре продольных стержней в *мм*														
	3—4	5—7	8—9	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
d_2 по рис. I. 17, *а*	3	4	4	5	5	6	8	8	10	10	12	14	18	20	22
d_2 по рис. I. 17, *б, в*	3	4	4	5	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25

Стыкование внахлестку сварных каркасов с двусторонним расположением рабочих стержней не допускается.

Стыки сварных сеток в нерабочем направлении выполняются внахлестку с перепуском, считая между крайними рабочими стержнями сетки (рис. I. 18) при диаметре распределительной арматуры до 4 *мм* на 50 *мм*; при диаметре распределительной арматуры более 4 *мм* — на 100 *мм*.

При диаметре рабочей арматуры 16 *мм* и более сварные сетки в нерабочем направлении рекомендуется укладывать впритык, перекрывая стык стыковыми сетками с перепуском $l_н$ в каждую сторону l не менее 100 *мм* и не менее 15 d.

ОСНОВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

К основным элементам железобетонных конструкций гражданских зданий относятся плиты (панели), балки и ригели, работающие на изгиб; колонны, работающие на центральное или внецентренное сжатие и др. При проектировании следует применять типовые железобетонные элементы конструкций, включенные в каталоги и номенклатуры индустриальных строительных изделий и изготовляемые на заводах.

ПЛИТЫ БАЛОЧНЫЕ И ОПЕРТЫЕ ПО КОНТУРУ

В зависимости от соотношения размеров в плане (рис. I. 19) плиты бывают б а л о ч н ы е, когда отношение длинной стороны к короткой $l_д : l_к > 2$, и о п е р т ы е п о к о н т у р у, когда $l_д : l_к \leqslant 2$. Опорами для плит обычно являются железобетонные балки. Могут также служить опорами каменная кладка стен и металлические балки.

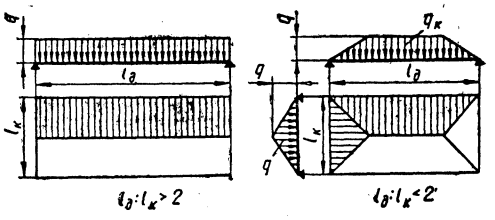


Рис. I.19. Распределение нагрузки в плитах с различным отношением сторон.

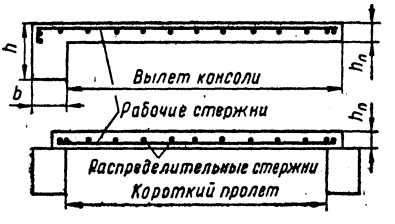


Рис. I.20. Армирование консольной и однопролетной плит сварными сетками.

Б а л о ч н ы е п л и т ы по числу опор различают: консольные, однопролетные (рис. I. 20), двух- и многопролетные (рис. I. 21).

Консольные и однопролетные плиты, как правило, изготовляются в сборном железобетоне; многопролетные — в монолитном железобетоне. Рекомендуемые пролеты балочных плит в гражданском строительстве 2,0÷4,5 *м*.

Толщина балочных плит определяется расчетом по максимальному

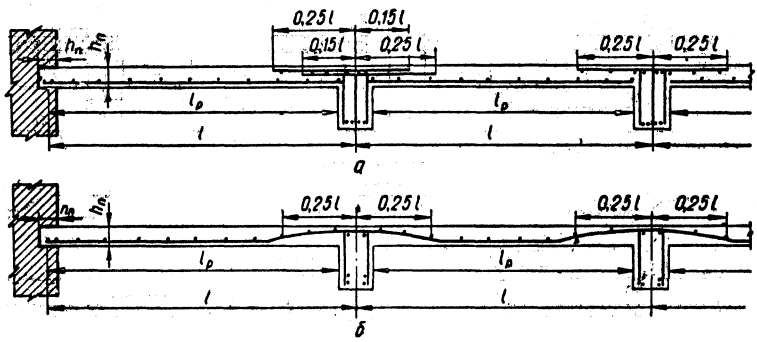


Рис. I.21. Армирование многопролетных плит сварными сетками:
а — раздельное; *б* — непрерывное.

пролетному моменту. При этом из условий жесткости она должна составлять: в однопролетной плите не менее $^1/_{35}\,l$, в многопролетной — не менее $^1/_{40}\,l$. Кроме того, по указаниям СНиП II-В.1—62 * толщину плит рекомендуется принимать не менее: для покрытий — 50 *мм*; для междуэтажных перекрытий гражданских зданий — 60 *мм*; производственных зданий — 70 *мм*; под проездами — 80 *мм*.

В многопролетных балочных плитах с равными пролетами толщина обычно определяется по моменту в первом пролете. Найденная толщина $h_п$ сохраняется во всех остальных пролетах. Защитный слой бетона в плитах принимается при толщине до 100 *мм* включительно — не менее 10 *мм*, при толщине плиты более 100 *мм* и в плитах из легкого бетона не менее 15 *мм*.

Армирование балочных плит. Балочные плиты работают на изгиб в коротком направлении поэтому они армируются сетками с рабочими стержнями, уложенными по короткому пролету. Армирование производится сварными сетками (см. рис. I. 21). Плиты сложной конфигурации в плане или с большим числом отверстий армируются вязаными сетками или отдельными стержнями (рис. I. 22).

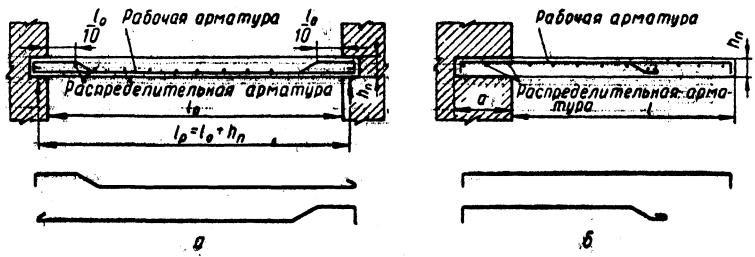


Рис. 1.22. Армирование плит отдельными стержнями:
а — однопролетной; *б* — консольной.

Число отдельных рабочих стержней на 1 *м* плиты должно быть не менее 5 и не более 14. В распределительной арматуре в балочных плитах должно быть не менее 3 стержней на 1 *м*.

Армирование многопролетных плит бывает раздельное и непрерывное.

Раздельное армирование неразрезных плит (см. рис. I. 21, *а*) производится обычно плоскими или рулонными сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней. Сетка раскатывается вдоль ребер: в пролете — внизу плиты, на опоре — по арматуре

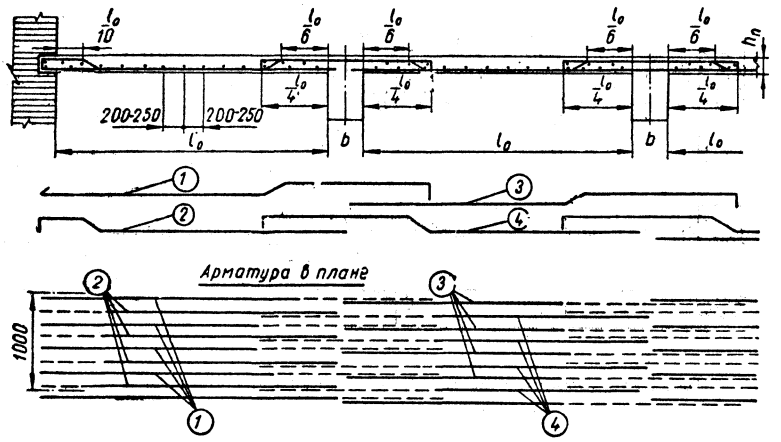


Рис. I.23. Армирование многопролетной плиты отдельными стержнями.

второстепенных балок. Надопорные полосы, в особенности первая, часто армируются двумя сетками, каждая шириной 0,4 *l*.

Непрерывное армирование неразрезных плит (см. рис. I. 21, *б*) производится обычно рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней при диаметре не более 5—5,5 *мм*. Перегибы сеток располагаются в четвертях пролетов. В крайних пролетах и на второй от конца опоре, где моменты обычно больше, чем в средних пролетах, может быть уложена дополнительная арматура в виде сеток или отдельных стержней. Последние привязываются к арматуре сетки.

Армирование балочных плит вязаными сетками или отдельными стержнями показано на рис. I. 22—I. 24.

Расстояние между рабочими стержнями в вязаных сетках должно быть не более 20 *см* при толщине плиты до 15 *см* и не более 1,5 $h_п$ в плитах толщиной более 15 *см* ($h_п$ — толщина плиты). При этом в многопролетных плитах не менее $^1/_3$ числа стержней в пролете и не менее трех стержней должны быть заведены за грань опоры, а остальные под углом

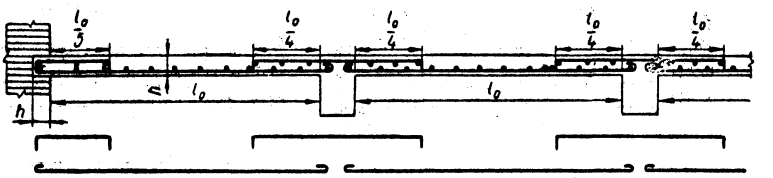


Рис. I.24. Схема раздельного армирования многопролетной плиты отдельными стержнями.

30° отогнуты на опору для восприятия растягивающих усилий от опорных моментов. Места отгибов показаны на рис. I. 23. Рабочие стержни вязаных сеток обычно применяются диаметром 6—12 *мм*, распредели-

тельных — 4—6 *мм*. Растянутые гладкие стержни вязаных сеток и отдельные стержни должны заканчиваться полукруглыми крюками.

Анкеровка арматуры плит на крайних свободных опорах осуществляется запуском рабочих стержней за внутреннюю грань опоры (рис. I. 25) на длину $l_з = 5—10\,d$. В сварных сетках из гладких стержней к ним приваривается хотя бы один поперечный (анкерный) стержень, расположенный от конца сетки на расстоянии $c = 15$ *мм* при $d \leqslant 10$ *мм* и $c = 1{,}5$ при $d > 15$ *мм*.

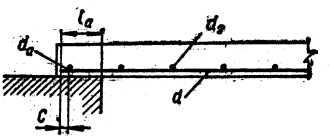


Рис. I.25. Анкеровка сварных арматурных сеток на свободных опорах.

БАЛКИ

Балки по числу пролетов бывают однопролетные и многопролетные, а по передаче нагрузки — второстепенные и главные. Однопролетные балки проектируются в сборном железобетоне, многопролетные — в монолитном.

Рекомендуемые пролеты второстепенных балок 5,0—8,0 *м*; главных балок, прогонов — 6,0—12,0 *м*.

Сечение балок. Наиболее распространенным сечением является прямоугольное, прямоугольное с полочками для опирания сборных настилов перекрытий и тавровое (рис. I. 26). Отношение ширины сечения b к высоте h обычно принимается равным $1/2$—$1/3$, а размеры b и h определяются по максимальному пролетному моменту M, действующему в балке.

Найденные размеры сечения b и h, как правило, сохраняются во всех пролетах многопролетной балки. По условиям жесткости рекомендуется, чтобы высота сечения однопролетных и второстепенных многопролетных балок составляла не менее $1/20\,l$; главных балок — $1/15\,l$.

Для унификации и стандартизации элементов железобетонных конструкций размеры поперечных сечений балок принимаются:

ширина b — 10; 12; 15; 20; 25; 30 *см* и т. д. через 5 *см*;

высота h — 16; 22; 25; 30 *см* и т. д. через 10 *см*.

Армирование балок производится плоскими сварными каркасами (рис. I. 27—I. 29) или вязаными пространственными каркасами с отгибами или без них (рис. I. 30—I. 32). Каркасы имеют рабочие продольные стержни в растянутой зоне, монтажные продольные стержни в сжатой зоне и поперечные стержни, приваренные к продольной арматуре по всей длине сварного каркаса, или хомуты, привязанные по всей длине вязаного каркаса. Число каркасов и диаметр продольной арматуры определяются расчетом.

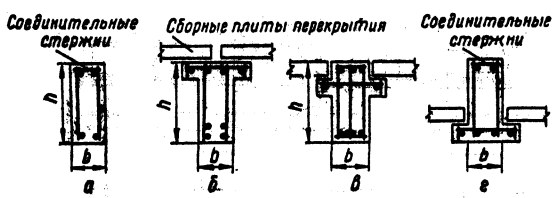


Рис. I.26. Поперечные сечения балок и схемы армирования их плоскими сварными каркасами:
а — прямоугольные; *б, в, г* — прямоугольные с полками.

Пример армирования однопролетной балки сварными каркасами приведен на рис. I. 27. При равномерно распределенной нагрузке, если соблюдено условие (I. 76), 25% продольной арматуры можно обрывать на расстоянии a от грани, равном

$$a = 0{,}25\,(1 - 0{,}5\beta)\,l - 5d, \qquad (I.2)$$

где $\beta = \frac{q}{F_x R_{a.x}}$;

q — нагрузка (постоянная и временная) на 1 *м* балки;

F_x — площадь поперечных стержней (хомутов) на 1 *м* балки;

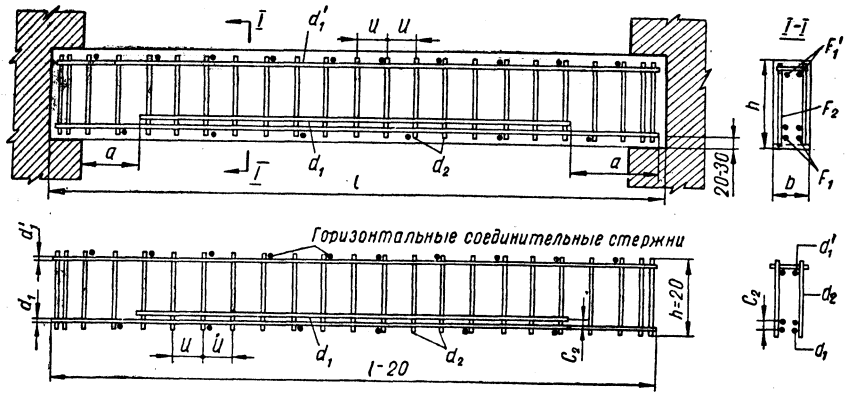


Рис. I.27. Армирование однопролетной балки сварными каркасами.

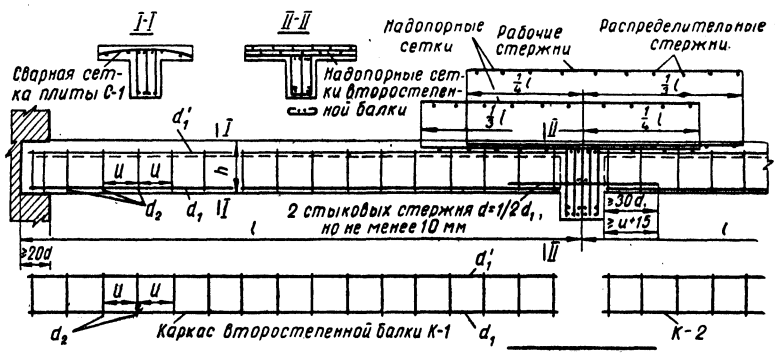


Рис. I.28. Армирование многопролетной второстепенной балки плоскими сварными каркасами в пролете и сетками на опоре.

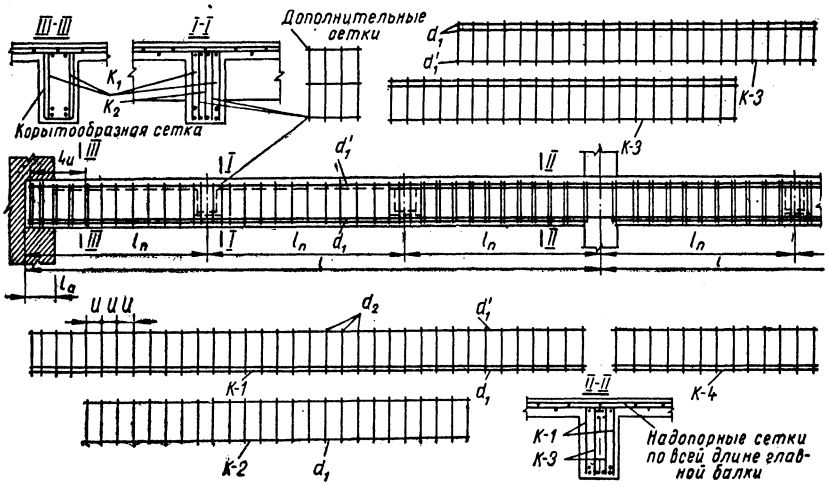


Рис. I.29. Армирование многопролетной главной балки плоскими сварными каркасами в пролете и на опоре.

$R_{а.х}$ — расчетное сопротивление поперечных стержней;
l — пролет балки, *м*.

Пример армирования второстепенной балки сварными каркасами приведен на рис. I. 28. На опорах второстепенные балки армируются

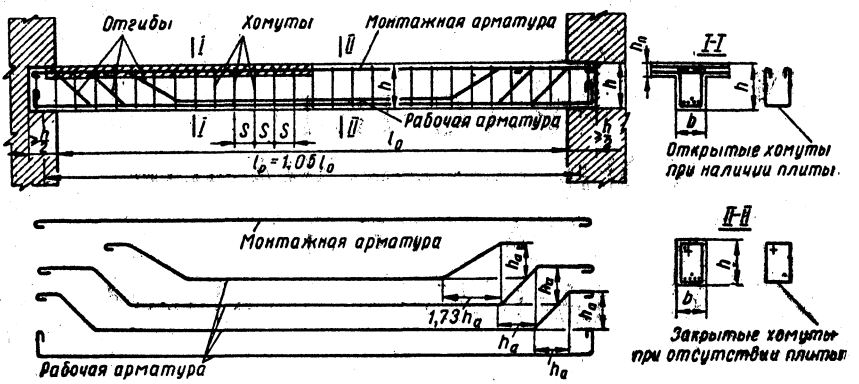


Рис. I.30. Армирование однопролетной балки отдельными стержнями.

сварными рулонными сетками с поперечным расположением рабочих стержней. Сетки укладываются над главными балками по всей их длине. Надопорные сетки воспринимают растягивающие усилия, вызываемые

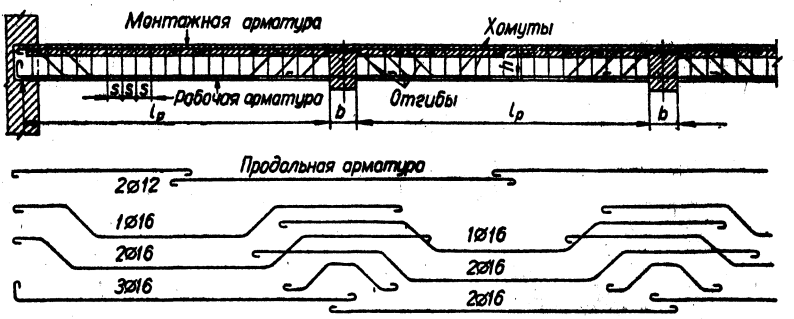


Рис. I.31. Армирование многопролетной второстепенной балки отдельными стержнями.

опорными моментами второстепенных балок. У колонн, где опорные сетки прерываются, укладываются дополнительные стержни соответствующей площади. Нижняя арматура каркасов смежных пролетов сты-

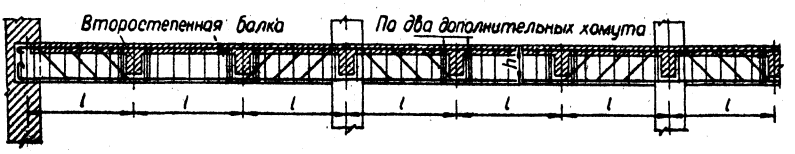


Рис. I.32. Армирование многопролетной главной балки отдельными стержнями.

куется стержнями по числу каркасов ($d = {}^1/_2\, d_1$), но не менее 10 *мм*. Эти стержни заводятся во второстепенные балки на 30 d, но не менее чем на один шаг поперечной арматуры плюс 15 *см*.

Главные балки (см. рис. I. 29) рекомендуется армировать сварными каркасами в пролетах и на опорах.

Рабочая продольная арматура балок диаметром 10—36 *мм* располагается в один или два ряда в зависимости от принятой ширины балки и количества стержней. Расстояние между стержнями в свету для удобства бетонирования должно быть не менее диаметра d_1 и не менее: между стержнями нижней арматуры при двух рядах — 25, при трех — 50 *мм*.

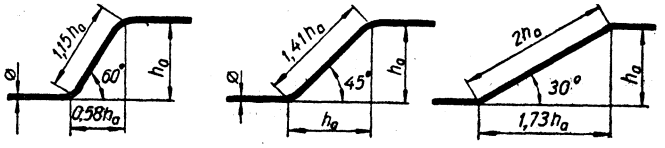


Рис. I.33. Отгибы стержней.

В балках высотой 70 *см* и более у боковых граней через 40 *см* укладываются дополнительные стержни диаметром 12—16 *мм*, площадь которых должна составлять не менее 0,1% от площади поперечного сечения ребра. Их назначение — воспринять усилия, которые возникнут при усадке бетона и изменении температуры.

Монтажная продольная арматура балок принимается по конструктивным соображениям. Диаметр монтажной арматуры должен быть не менее диаметра поперечных стержней.

Поперечные стержни (хомуты) располагаются обычно на равном друг от друга расстоянии. Они воспринимают поперечные силы, связывают растянутую и сжатую зоны бетона и фиксируют положение продольной арматуры. В зависимости от величины поперечной силы Q и ширины балки b поперечные стержни (хомуты) бывают односрезные, двух- и многосрезные, а по форме — открытые или закрытые. Закрытые хомуты применяются в прямоугольном сечении, открытые — при наличии плиты в сжатой зоне. Кроме того, закрытые хомуты всегда ставятся в элементах, работающих на кручение. При этом концы хомута перепускаются на величину не менее 30 d_1.

Когда балки армируются двумя и более плоскими сварными каркасами, последние соединяются в пространственный каркас посредством горизонтальных поперечных стержней (см. рис. I. 27). При этом, если продольные стержни в сжатой зоне являются расчетными, горизонтальные соединительные стержни располагаются на расстояниях, не превышающих 20 d_1.

Каждый хомут в вязаных каркасах должен охватывать в одном ряду не более пяти растянутых стержней и не более трех сжатых. При большем числе стержней в одном ряду, а также при ширине балки $b \geqslant 35$ *см* хомуты принимаются четырехсрезными. В главных балках в местах примыкания второстепенных балок (см. рис. I. 29 и I. 32) устанавливаются дополнительные хомуты, а при армировании сварными каркасами укладываются дополнительные сетки, передающие нагрузку в верхнюю сжатую зону.

Отгибы. В балках, армированных вязаной арматурой, у опор в сечениях наибольших поперечных сил часть рабочих стержней из пролета может отгибаться на опоры. Отгибы обычно устанавливаются под углом 45°. При низких балках отгибы могут быть более пологими — под углом 30° и, наоборот, при высоких балках отгибы более крутые — под углом 60° (рис. I. 33). Стержни отгибаются попарно, симметрично относительно оси балки. Концы отогнутых стержней имеют горизонтальные участки длиной 20 диаметров в растянутой зоне и 10 диаметров — в сжатой зоне.

Стержни с отгибами рекомендуется располагать на расстоянии не менее $2\,d_1$ от боковых граней балок; при легком бетоне в местах отгибов стержней диаметром более 12 *мм* должны располагаться коротыши. Прямой участок гладких стержней должен заканчиваться крюком. В элементах высотой более 1 *м* отогнутые гладкие стержни могут не иметь прямого участка, но должны быть на конце с крюком.

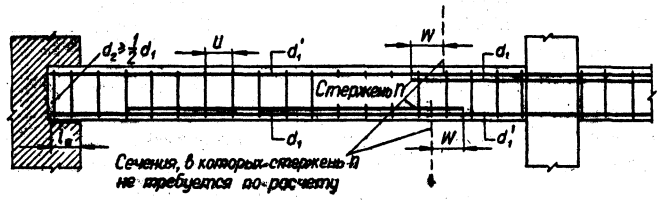


Рис. I.34. Анкеровка сварных арматурных каркасов в пролете.

Анкеровка. Продольные рабочие стержни сварных и вязаных арматурных каркасов вступают в работу и воспринимают усилие растяжения или сжатия, равное их несущей способности $F_a R_a$, начиная с некоторой длины l_a от его конца (длины анкерования стержня в бетоне). Величина l_a зависит от вида арматуры (гладкая или периодического профиля), наличия или отсутствия крюков на их концах и марки бетона.

Согласно указаниям СНиП II-В. 1—62* стержни периодического профиля — во всех случаях, а гладкие стержни в сварных каркасах заканчиваются без крюков на концах. Гладкие стержни вязаных каркасов должны иметь крюки на концах.

Различают анкеровку стержней, обрываемых в пролетах (рис. I. 34), и анкеровку стержней на крайних свободных опорах (рис. I. 35).

Анкеровка стержней каркасов на крайних опорах зависит от величины перерезывающей силы Q и размеров b и h поперечного сечения балки. Когда $Q < bh_0R_p$, длина заделки l_a нижних стержней каркаса за внутреннюю грань опоры должна быть не менее $5\,d_1$ (см. рис. I. 35); рекомендуется принимать $l_a = 10\,d_1$. При круглой (гладкой) продольной арматуре в каждом каркасе за гранью опоры обязательно приваривают хотя бы один поперечный стержень диаметром $d_2 \geq d_1$ на расстоянии 15 *мм* от конца.

Когда $Q > bh_0R_p$, длина запуска растянутых стержней за грань свободной опоры должна составлять не менее $15\,d_1$. При растянутой арматуре из стержней периодического профиля классов А-II и А-III или из упрочненной вытяжкой стали класса А-II и при тяжелом бетоне марки 200 и выше длина l_a может быть уменьшена до $10\,d_1$.

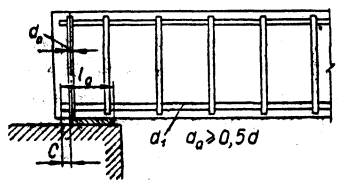


Рис. I.35. Анкеровка сварных арматурных каркасов балок на свободной опоре.

В сварных каркасах с рабочей продольной арматурой из круглых (гладких) стержней на длину заделки l_a к каждому продольному стержню должны быть приварены не менее двух стержней диаметром $d_a \geq 1/2\,d$ (см. рис. I. 32).

Анкеровка растянутых продольных стержней, обрываемых в пролете, или размер w зависит от действующей в сечении обрыва поперечной силы Q [см. формулу (I. 76)].

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА ИЗГИБ

Расчет железобетонных изгибаемых элементов (плит, балок) сводится: а) к определению внутренних усилий — изгибающих моментов M и сил Q в расчетных сечениях; б) к подбору сечений, т. е. определению размеров b и h поперечных сечений плит и балок, и площади поперечного сечения арматуры F_a.

При определении внутренних усилий M и Q в изгибаемых элементах различают два случая:

1. Статически неопределимые элементы, в которых величины усилий могут быть определены методом, учитывающим пластические деформации бетона и арматуры и перераспределение усилий в расчетных сечениях. К таким элементам железобетонных конструкций гражданских зданий обычно относят неразрезные плиты и многопролетные второстепенные балки с равными пролетами и с равномерно распределенной нагрузкой.

2. Статически неопределимые элементы, в которых величины усилий определяются как в упругой системе.

К ним обычно относятся главные балки, прогоны, нагруженные сосредоточенными силами, а также балки с неравными пролетами.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ M И Q С УЧЕТОМ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Элементами железобетонных конструкций гражданских зданий, в которых усилия определяются с учетом пластических деформаций, являются однопролетные и неразрезные балки и плиты с равномерной нагрузкой. Усилия — изгибающие моменты M и поперечные силы Q — в таких элементах (статически неопределимых) рекомендуется определять с учетом пластических деформаций в бетоне, вызывающих перераспределение усилий в сечениях элементов. Величины изгибающих моментов в сечениях при учете пластических деформаций по сравнению с найденными из расчета по упругой стадии величинами моментов в тех же сечениях могут быть изменены в соответствии с принятым армированием. При этом во избежание раннего раскрытия трещин не допускается изменение усилий более чем на 30% по сравнению с результатами расчета по упругой системе.

В основу этого расчета, разработанного доктором технических наук, профессором А. А. Гвоздевым, положено условие, чтобы в каждом пролете многопролетной плиты или балки с равномерной нагрузкой полусумма опорных моментов плюс момент в пролете по абсолютной величине была бы равна величине балочного момента

$$M = \frac{(g+p)\,l^2}{8}. \qquad (I.3)$$

Плиты с равными пролетами

Расчетные изгибающие моменты (на 1 *м* ширины плиты) в расчетных сечениях балочных неразрезных плит с равными или отличающимися не более чем на 20% пролетами и временной нагрузкой, не превышающей постоянную более чем в пять раз, определяются по формулам, учитывающим влияние пластических деформаций (рис. I. 36).

Пролетные моменты в средних пролетах

$$M_1 = \frac{(g+p)\,l_p^2}{16}\,; \qquad (I.4)$$

опорные моменты на промежуточных опорах (у грани ребер)

$$M_2 = -\frac{(g+p)\,l_p^2}{16}\,; \qquad (I.5)$$

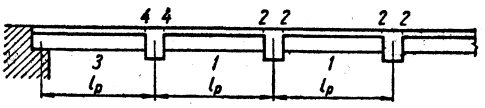


Рис. I.36. Расчетные сечения неразрезной плиты.

пролетный момент в крайнем пролете

$$M_3 = \frac{(g+p)\,l_p^2}{11}\,; \qquad (I.6)$$

опорный момент на первой промежуточной опоре (у грани ребра)

$$M_4 = -\frac{(g+p)\,l_p^2}{14}\,, \qquad (I.7)$$

где g — расчетная постоянная равномерно распределенная нагрузка на 1 $м^2$ плиты;

p — расчетная временная равномерно распределенная нагрузка на 1 $м^2$ плиты;

l_p — расчетный пролет.

Расчетный пролет l_p принимается: при монолитной связи плиты с ребром — равным пролету в свету l_0; при свободном опирании плиты на крайней опоре и монолитной связи с промежуточными опорами — пролету в свету плюс половина толщины плиты; при свободном опирании плиты на стены — расстоянию между осями опор, но не более 1,05 l_0.

Поперечные усилия Q в балочных плитах, как правило, не определяются, так как толщина плиты h, найденная из условий прочности по усилию M, обычно удовлетворяет также требования прочности по косому сечению у опор.

Пример 1. Найти величины расчетных моментов в сечениях многопролетной плиты при таких данных: l_p=2,6 *м*; расчетная нагрузка постоянная g=420 *кг/м²*, временная p=200 *кг/м²*.

По формулам (I.4), (I.5), (I.6), (I.7) определяем (см. рис. I.36):

$$M_1 = \frac{1}{16}\,(420+200)\,2{,}60^2 = 262 \text{ кгм};$$

$$M_2 = -\frac{1}{16}\,(420+200)\,2{,}60^2 = -262 \text{ кгм};$$

$$M_3 = \frac{1}{11}\,(420+200)\,2{,}60^2 = 382 \text{ кгм};$$

$$M_4 = -\frac{1}{14}\,(420+200)\,2{,}60^2 = -300 \text{ кгм}.$$

По найденным величинам моментов определяют толщину плиты h и площадь поперечного сечения рабочей арматуры F_a во всех расчетных сечениях. Подбор сечений — определение величин h и F_a приведен на стр. 77÷115. Армирование плит показано на рис. I.20—I.24.

Второстепенные балки с равными пролетами

Расчетные изгибающие моменты в расчетных сечениях неразрезных второстепенных балок с равными или отличающимися друг от друга пролетами не более чем на 10% и с равномерно распределенной нагрузкой определяются по формулам:

пролетные моменты в средних пролетах

$$M_1 = \frac{(g+p)\,l_p^2}{16}; \qquad (I.8)$$

опорные моменты на промежуточных опорах у грани главной балки (кроме первой промежуточной опоры)

$$M_2 = -\frac{(g+p)\,l_p^2}{16} \qquad (I.9)$$

пролетный момент в первом пролете

$$M_3 = \frac{(g+p)\,l_p^2}{11}; \qquad (I.10)$$

опорный момент на первой промежуточной опоре у грани главной балки

$$M_4 = -\frac{(g+p)\,l_p^2}{11} \qquad (I.11)$$

Перерезывающие силы во второстепенных балках:
у первой опоры

$$Q = 0{,}4\,(g+p)\,l_p; \qquad (I.12)$$

у второй опоры слева

$$Q = 0{,}6\,(g+p)\,l_p; \qquad (I.13)$$

у всех остальных опор

$$Q = 0{,}5\,(g+p)\,l_p, \qquad (I.14)$$

где g — расчетная постоянная равномерно распределенная нагрузка на 1 *м* балки;
p — расчетная временная равномерно распределенная нагрузка на 1 *м* балки;
l_p — расчетный пролет.

Пролет l_p принимается равным:
для средних пролетов — расстоянию между главными балками (прогонами) в свету;
для крайних пролетов — расстоянию от грани главной балки до центра опоры на стене.

При пролетах, отличающихся друг от друга не более чем на 10%, l_p принимается равным большему смежному пролету.

При определении опорных моментов в балках с пролетами, различающимися по длине не более чем на 20%, за расчетный пролет принимается средняя длина двух смежных пролетов.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ *M* И *Q* БЕЗ УЧЕТА ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Плиты и балки с равными пролетами

Для определения изгибающих моментов *M* и поперечных сил в расчетных сечениях рекомендуется пользоваться приведенными ниже формулами и таблицами коэффициентов.

Величины моментов и поперечных сил в расчетных сечениях плит и балок с равными или мало отличающимися друг от друга пролетами (не более 20%) при равномерно распределенной, трапецоидальной, треугольной нагрузках, а также при сосредоточенных силах могут быть определены по формулам:

при равномерной нагрузке

$$M_{макс} = (\alpha g + \beta p)\, l^2; \qquad (I.15)$$

$$Q_{макс} = (ag + bp)\, l; \qquad (I.16)$$

при сосредоточенной нагрузке

$$M_{макс} = (\alpha G + \beta P)\, l; \qquad (I.17)$$

$$Q_{макс} = aG + bP, \qquad (I.18)$$

где α и a — коэффициенты, учитывающие влияние постоянной равномерно распределенной нагрузки g или сосредоточенной G (собственный вес), расположенной во всех пролетах (табл. I. 11);

β и b — коэффициенты, учитывающие влияние временной равномерно распределенной нагрузки p или сосредоточенной P, расположенной по пролетам в наиболее невыгодном положении (см. табл. I. 11);

$l_р$ — длина расчетного пролета в *м*.

При наиболее невыгодном расположении временной нагрузки возможно возникновение отрицательных моментов в пролетных сечениях. Величины этих моментов определяются по формуле

$$M = \alpha g l^2 + \gamma p l^2, \qquad (I.19)$$

где γ — коэффициент, определяемый по табл. I. 11 (при трехпролетной плите, балке).

Трапецоидальная и треугольная нагрузки, часто встречающиеся в гражданском строительстве при кессонных перекрытиях, также помещены в табл. I. 11 против соответствующих схем нагрузок. Коэффициенты для всех расчетных сечений неразрезной плиты или балки принимаются из одной горизонтальной строки, отвечающей схеме нагрузки и числу пролетов. Плиты и балки с числом пролетов более пяти рассчитываются по схеме для пяти пролетов, причем величины M во всех средних пролетах принимаются равными M_3 в третьем пролете, а величины M и Q на всех средних опорах — равными M_c и Q_c у третьей опоры.

Пример 2. Определить величины изгибающих моментов в двухпролетной плите при следующих данных (рис. I.37): расчетные пролеты $l_1 = l_2 = 3{,}2$ *м*; собственный вес перекрытий $g^н = 382$ *кг/м²*; временная нагрузка на перекрытие $p^н = 857$ *кг/м²*; расчетная постоянная нагрузка $g = g^н n = 382 \cdot 1{,}1 = 420$ *кг/м²*, временная нагрузка $p = p^н n = 857 \cdot 1{,}4 = 1200$ *кг/м²*, коэффициенты n приведены в табл. 3 приложения. Величина коэффициентов α и β (см. табл. I.11) принята по схеме двухпролетной плиты. Плита не допускает появления трещин в бетоне.

Для расчета принимаем полосу плиты шириной 1,0 *м*.

Величины изгибающих моментов находим по формуле (I.15):

в пролете

$$M_1 = (\alpha g + \beta p)\, l^2 = (0{,}070 \cdot 420 + 0{,}096 \cdot 1200)\, 3{,}20^2 = 1480 \text{ кгм};$$

на опоре

$$M_\beta = -(0{,}125 \cdot 420 + 0{,}125 \cdot 1200)\, 3{,}20^2 = 2075 \text{ кгм}.$$

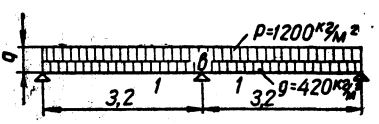


Рис. I.37. К примеру 2.

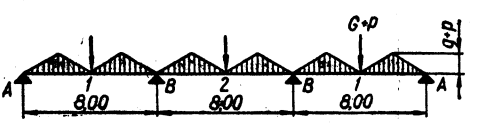
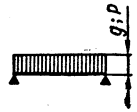
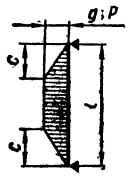
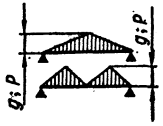
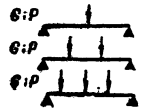


Рис. I.38. К примеру 3.

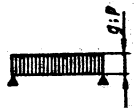
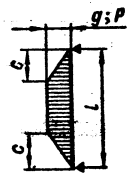
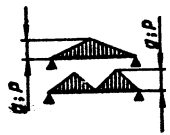
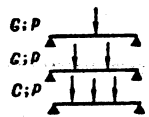
Пример 3. Найти величины расчетных изгибающих моментов M и перерезывающих сил Q в расчетных сечениях трехпролетной балки кессонного перекрытия при следующих данных (рис. I.38).

Нормативные нагрузки распределенные: постоянная $g^н = 1540$ *кг/м*; временная $p^н = 1500$ *кг/м*. Нормативные нагрузки сосредоточенные: постоянная $G^н = 3000$ *кг*; временная $p_н = 2450$ *кг*.

Значения коэффициентов α, β, γ, a и b

Схема нагрузки		Для однопролетной балки		Для двухпролетной балки							
		M	Q	M_1		M_B		Q_A		Q_B	
		α	a	$+\alpha$	$+\beta$	$-\alpha$	$-\beta$	$+a$	$+b$	$-a$	$-b$
		0,125	0,500	0,070	0,096	0,125	0,125	0,375	0,437	0,625	0,625
	$c : l$										
		0,10	0,123	0,069	0,094	0,123	0,123	0,330	0,389	0,573	0,573
		0,20	0,118	0,067	0,091	0,116	0,116	0,285	0,342	0,516	0,516
		0,25	0,115	0,065	0,088	0,112	0,112	0,265	0,320	0,486	0,486
		0,30	0,110	0,063	0,080	0,106	0,106	0,245	0,297	0,456	0,456
		0,35	0,105	0,060	0,081	0,100	0,100	0,225	0,276	0,425	0,425
		0,40	0,098	0,056	0,076	0,093	0,093	0,207	0,254	0,393	0,393
		0,45	0,091	0,052	0,071	0,086	0,066	0,190	0,233	0,361	0,361
		0,083	0,250	0,047	0,064	0,078	0,078	0,172	0,211	0,328	0,328
		0,063	0,25	0,029	0,046	0,0665	0,0665	0,184	0,200	0,316	0,316
		0,250	0,50	0,156	0,203	0,188	0,188	0,312	0,406	0,688	0,688
		0,333	1,00	0,222	0,273	0,333	0,333	0,667	0,833	1,334	1,334
		0,500	1,50	0,265	0,383	0,469	0,469	1,042	1,266	1,958	1,958

Продолжение табл. I. 11

Схема нагрузки		Для трехпролетной балки												
		M_1		M_B		M_2			Q_A		Q_{B_1}		Q_{B_2}	
		$+\alpha$	$+\beta$	$-\alpha$	$-\beta$	$+\alpha$	$+\beta$	$-\gamma$	$+a$	$+b$	$-a$	$-b$	$+a$	$+b$
		0,080	0,101	0,100	0,117	0,025	0,075	0,050	0,400	0,450	0,600	0,617	0,500	0,583
	$c:l$ 0,10	0,079	0,100	0,098	0,115	0,025	0,074	0,049	0,352	0,401	0,548	0,564	0,450	0,532
	0,20	0,076	0,096	0,093	0,109	0,025	0,072	0,047	0,307	0,354	0,493	0,509	0,400	0,478
	0,25	0,074	0,093	0,089	0,104	0,025	0,070	0,045	0,286	0,330	0,464	0,480	0,375	0,450
	0,30	0,071	0,089	0,085	0,099	0,025	0,068	0,043	0,265	0,308	0,435	0,449	0,350	0,421
	0,35	0,068	0,085	0,080	0,094	0,025	0,065	0,041	0,246	0,286	0,405	0,418	0,325	0,392
	0,40	0,064	0,080	0,075	0,087	0,024	0,061	0,038	0,226	0,263	0,374	0,387	0,300	0,363
	0,45	0,059	0,074	0,069	0,081	0,023	0,057	0,035	0,207	0,240	0,344	0,355	0,275	0,333
		0,054	0,068	0,063	0,073	0,021	0,052	0,031	0,188	0,219	0,313	0,323	0,250	0,302
		0,036	0,049	0,053	0,062	0,010	0,036	0,027	0,197	0,224	0,303	0,312	0,250	0,295
		0,175	0,213	0,150	0,175	0,067	0,175	0,075	0,350	0,425	0,650	0,675	0,500	0,625
		0,244	0,289	0,267	0,311	0,100	0,200	0,133	0,733	0,866	1,267	1,311	1,000	1,222
		0,313	0,406	0,375	0,437	0,125	0,313	0,188	1,125	1,313	1,875	1,938	1,500	1,812

Продолжение табл. I. 11

Для четырехпролетной балки

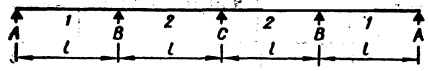
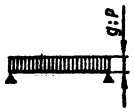
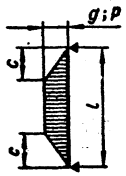
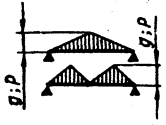
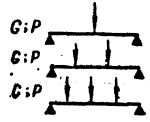


Схема нагрузки			M_1		M_B		M_2			M_C		Q_A		Q_{B_1}		Q_{B_2}		Q_C	
			$+\alpha$	$+\beta$	$-\alpha$	$-$	$+\alpha$	$+\beta$	$-\gamma$	$-\alpha$	$-\beta$	$+a$	$+b$	$-a$	$-b$	$+a$	$+b$	$-a$	$-b$
			0,077	0,100	0,107	0,121	0,036	0,081	0,045	0,071	0,107	0,393	0,446	0,607	0,620	0,536	0,603	0,464	0,571
	$c:l$	0,10	0,076	0,099	0,105	0,118	0,036	0,080	0,044	0,070	0,105	0,345	0,398	0,555	0,568	0,485	0,550	0,415	0,522
		0,20	0,073	0,094	0,100	0,112	0,035	0,077	0,042	0,067	0,100	0,300	0,350	0,500	0,512	0,433	0,495	0,367	0,466
		0,25	0,071	0,091	0,095	0,107	0,035	0,075	0,040	0,064	0,096	0,280	0,328	0,472	0,482	0,406	0,466	0,343	0,440
		0,30	0,069	0,088	0,091	0,102	0,034	0,072	0,038	0,061	0,091	0,259	0,305	0,441	0,452	0,380	0,437	0,320	0,410
		0,35	0,065	0,084	0,085	0,096	0,033	0,069	0,036	0,057	0,085	0,240	0,283	0,410	0,420	0,351	0,406	0,296	0,380
		0,40	0,062	0,079	0,080	0,090	0,032	0,065	0,034	0,053	0,080	0,220	0,260	0,380	0,300	0,327	0,376	0,273	0,353
		0,45	0,057	0,073	0,074	0,083	0,030	0,061	0,031	0,049	0,074	0,202	0,238	0,349	0,358	0,300	0,343	0,250	0,323
			0,052	0,069	0,067	0,075	0,028	0,056	0,028	0,045	0,067	0,183	0,216	0,317	0,325	0,272	0,313	0,228	0,294
			0,040	0,048	0,057	0,064	0,015	0,039	0,024	0,038	0,057	0,193	0,222	0,307	0,314	0,269	0,305	0,231	0,288
			0,169	0,210	0,161	0,181	0,116	0,183	0,067	0,107	0,161	0,339	0,420	0,661	0,681	0,553	0,654	0,449	0,607
			0,238	0,286	0,286	0,321	0,111	0,222	0,111	0,191	0,286	0,714	0,857	1,286	1,321	1,095	1,274	0,905	1,190
			0,299	0,400	0,402	0,452	0,165	0,333	0,167	0,268	0,402	1,098	1,299	1,902	1,952	1,634	1,885	1,366	1,768

Продолжение табл. I.11

Для пятипролетной балки

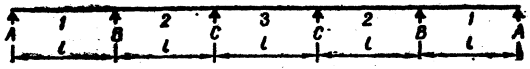
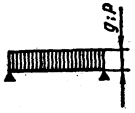
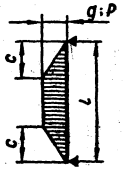
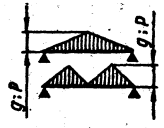
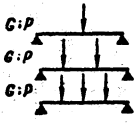


Схема нагрузки		M_1		M_B		M_2		M_C		M_3		Q_A		Q_{B_1}		Q_{B_2}		Q_{C_2}		Q_{C_3}	
		+α	+β	−α	−β	+α	+β	−α	−β	+α	+β	+a	+b	−a	−b	+a	+v	−a	−b	+a	+b
		0,078	0,100	0,105	0,120	0,033	0,079	0,080	0,111	0,046	0,086	0,395	0,448	0,606	0,620	0,526	0,598	0,474	0,576	0,500	0,591
	c : l 0,10	0,077	0,099	0,103	0,117	0,033	0,078	0,078	0,090	0,045	0,085	0,347	0,399	0,553	0,567	0,475	0,545	0,426	0,525	0,450	0,539
	0,20	0,074	0,095	0,098	0,111	0,032	0,075	0,074	0,104	0,014	0,082	0,302	0,351	0,498	0,511	0,425	0,491	0,376	0,470	0,400	0,485
	0,25	0,072	0,092	0,094	0,106	0,032	0,073	0,071	0,099	0,043	0,079	0,282	0,328	0,468	0,481	0,398	0,462	0,352	0,442	0,375	0,456
	0,30	0,069	0,088	0,089	0,101	0,031	0,070	0,068	0,094	0,040	0,076	0,261	0,305	0,439	0,452	0,371	0,433	0,329	0,414	0,350	0,427
	0,35	0,066	0,084	0,084	0,096	0,030	0,067	0,064	0,089	0,040	0,073	0,241	0,283	0,409	0,420	0,345	0,403	0,305	0,385	0,325	0,397
	0,40	0,062	0,079	0,079	0,089	0,029	0,064	0,060	0,083	0,039	0,069	0,222	0,261	0,378	0,389	0,319	0,373	0,281	0,357	0,300	0,368
	0,45	0,057	0,074	0,072	0,082	0,028	0,059	0,055	0,076	0,037	0,064	0,204	0,239	0,346	0,356	0,292	0,344	0,258	0,328	0,275	0,339
		0,053	0,068	0,066	0,075	0,026	0,055	0,050	0,070	0,034	0,059	0,184	0,217	0,316	0,325	0,266	0,316	0,234	0,301	0,250	0,310
		0,035	0,049	0,056	0,064	0,014	0,038	0,042	0,059	0,021	0,042	0,194	0,222	0,306	0,313	0,264	0,302	0,237	0,291	0,250	0,309
		0,171	0,211	0,158	0,179	0,112	0,181	0,118	0,167	0,132	0,191	0,342	0,421	0,653	0,679	0,540	0,647	0,460	0,615	0,500	0,637
		0,140	0,287	0,281	0,319	0,100	0,216	0,211	0,297	0,122	0,228	0,719	0,860	1,281	1,319	1,070	1,262	0,930	1,204	1,000	1,243
		0,302	0,401	0,395	0,449	0,155	0,327	0,296	0,417	0,204	0,352	1,105	1,302	1,895	1,949	1,599	1,867	1,401	1,787	1,500	1,841

Расчетные нагрузки распределенные: постоянная $g=1540\cdot1{,}1=1700$ *кг/м*; временная $p=1500\cdot1{,}4=2100$ *кг*. Расчетные нагрузки сосредоточенные: постоянная $G=3000\cdot1{,}1=3300$ *кг*; временная $P=2450\cdot1{,}4=3400$ *кг*. Расчет ведем с помощью табл. I.11 по расчетной схеме трехпролетной балки.

Величины изгибающих моментов определяем отдельно для треугольной нагрузки $M_т$ и сосредоточенной $M_с$ по формулам (I.15)—(I.18) и суммируем:

Сечение 1:

$$M_т=(0{,}036\cdot1700+0{,}049\cdot2100)\,8{,}0^2=10500\ кгм$$
$$M_с=(0{,}175\cdot3300+0{,}213\cdot3400)\,8{,}0=10400\ кгм$$

Суммарный момент $M_1=20900$ *кгм*.

Сечение *B*:

$$M_т=-(0{,}053\cdot1700+0{,}062\cdot2100)\,8{,}0^2=-14150\ кгм$$
$$M_с=-(0{,}150\cdot3300+0{,}175\cdot3400)\,8{,}0=-8720\ кгм$$

Суммарный момент $M_B=-22870$ *кгм*.

Сечение 2:

$$M_т=(0{,}010\cdot1700+0{,}036\cdot2100)\,8{,}0^2=5930\ кгм$$
$$M_с=(0{,}067\cdot3300+0{,}176\cdot3400)\,8{,}0=6520\ кгм$$

Суммарный момент $M_2=12450$ *кгм*.

Сечение 2 (без временной нагрузки во втором пролете):

$$M_т=(0{,}010\cdot1700-0{,}027\cdot2100)\,8{,}0^2=-2420\ кгм$$
$$M_с=(0{,}067\cdot3300-0{,}075\cdot3400)\,8{,}0=-222\ кгм$$

Суммарный момент $M_2=-2642$ *кгм*.

Величина перерезывающих сил:

Сечение *A*:

$$Q_т=(0{,}197\cdot1700+0{,}224\cdot2100)\,8{,}0=6450\ кг$$
$$Q_с=0{,}350\cdot3300+0{,}425\cdot3400=2600\ кг$$

Суммарная поперечная сила $Q_A=9050$ *кг*.

Сечение B_1:

$$Q_т=(0{,}303\cdot1700+0{,}312\cdot2100)\,8{,}0=9370\ кг$$
$$Q_с=0{,}650\cdot3300+0{,}675\cdot3400=4450\ кг$$

Суммарная поперечная сила $Q_B=13820$ *кг*.

Сечение B_2:

$$Q_т=(0{,}250\cdot1700+0{,}295\cdot2100)\,8{,}0=8370\ кг$$
$$Q_с=0{,}500\cdot3300+0{,}625\cdot3400=3770\ кг$$

Суммарная поперечная сила $Q_B=12140$ *кг*.

Плиты и балки с неравными пролетами

Усилия в расчетных сечениях неразрезных балок могут быть определены с помощью теоремы о трех моментах или методом последовательного уравновешивания моментов в узлах (см. главу III).

Когда пролеты неразрезных балок и плит различаются между собой более чем на 20% и нагрузки в каждом пролете симметричны, усилия в расчетных сечениях могут быть определены по таблице А. З. Ротшильда. Для наиболее часто встречающихся в гражданском строительстве нагрузок коэффициенты приведены в табл. I. 12, они вычислены для случаев, когда моменты инерции сечений пропорциональны длинам пролетов, т. е. когда равны между собой погонные жесткости сечений *i* во всех пролетах. Однако на практике с достаточной точностью ими также можно пользоваться и тогда, когда равны между собой моменты инерции сечений *I* во всех пролетах.

Таблица I. 12

Формулы для расчета неразрезных плит и балок с неравными пролетами и симметричной нагрузкой при равных погонных жесткостях

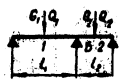
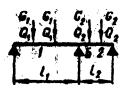
Схема загружения	M_i	Моменты при загружении пролета	
		первого	второго
	M_1	$+0,0938q_1l_1^2$	$-0,0313g_2l_2^2$
	$-M_Б$	$-0,0625q_1l_1^2$	$-0,0625q_2l_2^2$
	M_2	$-0,0313g_1l_1^2$	$+0,0938q_2l_2^2$
	M_1	$+0,203Q_1l$	$-0,0467G_2l_2$
	$M_Б$	$-0,0938Q_1l_1$	$-0,0938Q_2l_2$
	M_1	$-0,0467G_1l_1$	$+0,203Q_2l_2$
	M_1	$+0,2778Q_1l_1$	$-0,0556G_2l_2$
	$-M_Б$	$-0,1667Q_1l_1$	$-0,1667Q_2l_2$
	M_2	$-0.0556G_1l_1$	$+0,2778Q_2l_2$

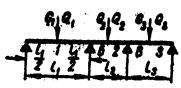
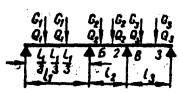
Схема загружения	M_i	Моменты при загружении пролета		
		первого	второго	третьего
	M_1	$+0,092q_1l_1^2$	$-0,025g_2l_2^2$	$+0,008q_3l_3^2$
	$-M_Б$	$-0,067q_1l_1$	$-0,050q_2l_2^2$	$+0,017g_3l_3^2$
	M_2	$-0,025g_1l_1^2$	$+0,075q_2l_2^2$	$-0,025g_3l_3^2$
	$-M_В$	$+0,017g_1l_1^2$	$-0,050q_2l_2^2$	$-0,067q_3l_3^2$
	M_3	$+0,008q_1l_1^2$	$-0,025g_2l_2^2$	$+0,092q_3l_3^2$
	M_1	$+0,200Q_1l_1$	$-0,038G_2l_2$	$+0,013Q_3l_3$
	$-M_Б$	$-0,100Q_1l_1$	$-0,075Q_2l_2$	$+0,025G_3l_3$
	M_2	$-0,038G_1l_1$	$+0,200Q_2l_2$	$-0,038G_3l_3$
	$-M_В$	$+0,025G_1l_1$	$-0,075Q_2l_2$	$-0,100Q_3l_3$
	M_3	$+0,013Q_1l_1$	$-0,038G_2l_2$	$+0,200Q_3l_3$
	M_1	$+0,274Q_1l_1$	$-0,044G_2l_2$	$+0,015Q_3l_3$
	$-M_Б$	$-0,178Q_1l_1$	$-0,133Q_2l_2$	$+0,044G_3l_3$
	M_2	$-0,104G_1l_1$	$+0,200Q_2l_2$	$-0,104G_3l_1$
	$-M_В$	$+0,044G_1l_1$	$-0,133Q_2l_2$	$-0,178Q_3l_3$
	M_3	$+0,015Q_1l_1$	$-0,044G_2l_2$	$+0,274Q_3l_3$

Схема загружения	M_i	Моменты при загружении пролета			
		первого	второго	третьего	четвертого
	M_1	$+0,092q_1l_1^2$	$-0,025g_2l_2^2$	$+0,007q_3l_3^2$	$-0,002g_4l_4^2$
	$-M_Б$	$-0,067q_1l_1^2$	$-0,049q_2l_2^2$	$+0,013g_3l_3^2$	$-0,005q_4l_4^2$
	M_2	$-0,025g_1l_1^2$	$+0,074q_2l_2^2$	$-0,020g_2l_3^2$	$+0,007q_4l_4^2$
	$-M_В$	$+0,018g_1l_1^2$	$-0,054q_2l_2^2$	$-0,054q_3l_3^2$	$+0,018g_4l_4^2$
	M_3	$+0,007q_1l_1^2$	$-0,020g_2l_2^2$	$+0,074q_3l_3^2$	$-0,025g_4l_4^2$
	$-M_Г$	$-0,005q_1l_1^2$	$+0,013g_2l_2^2$	$-0,049q_3l_3^2$	$-0,067q_4l_4^2$
	M_4	$-0,002q_1l_1^2$	$+0,007q_2l_2^2$	$-0,025g_3l_3^2$	$+0,092q_4l_4^2$

Продолжение табл. I. 12

Схема загружения	M_i	Моменты при загружении пролета			
		первого	второго	третьего	четвертого
	M_1	$+0{,}200Q_1l_1$	$-0{,}037G_2l_2$	$+0{,}010Q_3l_3$	$-0{,}003G_4l_4$
	$-M_Б$	$-0{,}100Q_1l_1$	$-0{,}074Q_2l_2$	$+0{,}020G_3l_3$	$-0{,}007Q_4l_4$
	M_2	$-0{,}037G_1l_1$	$+0{,}173Q_2l_2$	$-0{,}030G_3l_3$	$+0{,}010Q_4l_4$
	$-M_В$	$+0{,}027G_1l_1$	$-0{,}080Q_2l_2$	$-0{,}080Q_3l_3$	$+0{,}026G_4l_4$
	M_3	$+0{,}010Q_1l_1$	$-0{,}030G_2l_2$	$+0{,}173Q_3l_3$	$-0{,}037G_4l_4$
	$-M_Г$	$-0{,}007Q_1l_1$	$+0{,}020G_2l_2$	$-0{,}074Q_3l_3$	$-0{,}100Q_4l_4$
	M_4	$-0{,}003G_1l_1$	$+0{,}010Q_2l_2$	$-0{,}037G_3l_3$	$+0{,}200Q_4l_4$
	M_1	$+0{,}274Q_1l_1$	$-0{,}044G_2l_2$	$+0{,}012Q_3l_3$	$-0{,}004G_4l_4$
	$-M_Б$	$-0{,}179Q_1l_1$	$-0{,}131Q_2l_2$	$+0{,}036G_3l_3$	$-0{,}012Q_4l_4$
	M_2	$-0{,}028G_1l_1$	$+0{,}195Q_2l_2$	$-0{,}084G_3l_3$	$+0{,}028Q_4l_4$
	$-M_В$	$+0{,}048G_1l_1$	$-0{,}143Q_2l_2$	$-0{,}143Q_3l_3$	$+0{,}048G_4l_4$
	M_3	$+0{,}228Q_1l_1$	$-0{,}083G_2l_2$	$+0{,}195Q_3l_3$	$-0{,}028G_4l_4$
	$-M_Г$	$-0{,}012Q_1l_1$	$+0{,}036G_2l_2$	$-0{,}131Q_3l_3$	$-0{,}179Q_4l_4$
	M_4	$-0{,}004Q_1l_1$	$+0{,}012Q_2l_2$	$-0{,}044G_3l_3$	$+0{,}274Q_4l_4$

Примечание. В таблице приняты следующие обозначения:

	Равномерная	Сосредоточенная
Постоянная расчетная нагрузка . .	g	G
Временная » » . .	p	P
Полная » » . .	$q=g+p$	$Q=G+P$

Пример 4. Найти величины изгибающих моментов в сечениях двухпролетной балки (рис. I.39) при таких данных: $g_1=1520$ *кг/м*; $p_1=800$ *кг/м*; $q_1=2320$ *кг/м*; $g_2=1150$ *кг/м*; $p_2=900$ *кг/м*; $q_2=2050$ *кг/м*;

Для определения расчетных изгибающих моментов пользуемся формулами из табл. I.12:

$$M_1=0{,}0938\cdot 2320\cdot 6{,}6^2-0{,}0313\cdot 1150\cdot 3{,}8^2=8980\ кгм;$$

$$M_Б=-0{,}0625\cdot 2320\cdot 6{,}6^2-0{,}0625\cdot 2050\cdot 3{,}8^2=-8170\ кгм;$$

$$M_2=-0{,}313\cdot 1520\cdot 6{,}6^2+0{,}0938\cdot 2050\cdot 3{,}8^2=711\ кгм.$$

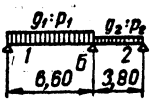


Рис. 1.39. К примеру 4.

Пример 5. Найти величины расчетных моментов в сечениях 1 и Б трехпролетной балки при наиболее невыгодном размещении временной нагрузки P по пролетам; данные приведены на рис. I.40.

По формулам табл. I.12 находим:

$$M_1=0{,}092\cdot 2{,}0\cdot 6{,}6^2-0{,}025\cdot 2{,}0\cdot 5{,}0^2+0{,}008\cdot 2{,}0\cdot 3{,}8^2+0{,}200\cdot 8{,}0\cdot 6{,}6+$$
$$+0{,}013\cdot 6{,}0\cdot 3{,}8=17{,}775\ тм;$$

$$M_Б=-0{,}067\cdot 2{,}0\cdot 6{,}6^2-0{,}05\cdot 2{,}0\cdot 5{,}0^2+0{,}017\cdot 2{,}0\cdot 3{,}8^2-0{,}10\cdot 8{,}0\cdot 6{,}6=$$
$$=12{,}535\ тм.$$

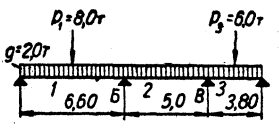


Рис. I.40. К примеру 5.

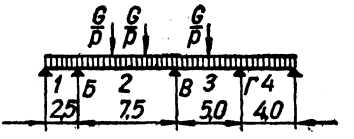


Рис. I.41. К примеру 6.

Пример 6. Найти величины изгибающих моментов в расчетных сечениях четырехпролетной балки при расчетной нагрузке, приведенной на схеме (рис. I.41) и при наиболее невыгодном ее размещении по пролетам: $g=2{,}5$ *тм*; $G=5{,}0$ *т*; $P=4{,}0$ *т*.

По формулам из табл. I.12 определяем:

$$-M_1=0{,}092\cdot 2{,}5\cdot 2{,}5^2-0{,}025\cdot 2{,}5\cdot 7{,}5^2+0{,}007\cdot 2{,}5\cdot 5{,}0^2-0{,}002\cdot 2{,}5\cdot 4{,}0^2-$$
$$-0{,}044\cdot 5{,}0\cdot 7{,}5+0{,}01\,(5+4)\,5=-2{,}91\ тм;$$

$$M_Б = -0{,}067 \cdot 2{,}5 \cdot 2{,}5^2 - 0{,}049 \cdot 2{,}5 \cdot 7{,}5^2 + 0{,}013 \cdot 2{,}5 \cdot 5{,}0^2 - 0{,}005 \cdot 2{,}5 \cdot 4{,}0^2 - 0{,}131\,(5{,}0 + 4{,}0)\,7{,}5 + 0{,}020 \cdot 5{,}0 \cdot 5{,}0 = -15{,}63 \text{ тм};$$

$$M_2 = -0{,}025 \cdot 2{,}5 \cdot 2{,}5^2 + 0{,}074 \cdot 2{,}5 \cdot 7{,}5^2 - 0{,}020 \cdot 2{,}5 \cdot 5{,}0^2 + 0{,}007 \cdot 2{,}5 \cdot 4{,}0^2 + 0{,}195\,(5{,}0 + 4{,}0)\,7{,}5 - 0{,}030 \cdot 5 \cdot 5{,}0 = 21{,}38 \text{ тм};$$

$$M_В = 0{,}018 \cdot 2{,}5 \cdot 2{,}5^2 - 0{,}054 \cdot 2{,}5 \cdot 7{,}5^2 - 0{,}054 \cdot 2{,}5 \cdot 5{,}0^2 + 0{,}018 \cdot 2{,}5 \cdot 4{,}0^2 - 0{,}143\,(5{,}0 + 4{,}0)\,7{,}5 - 0{,}080\,(5{,}0 + 4{,}0)\,5{,}0 = 23{,}16 \text{ тм};$$

$$M_3 = 0{,}007 \cdot 2{,}5 \cdot 2{,}5^2 - 0{,}020 \cdot 2{,}5 \cdot 7{,}5^2 + 0{,}074 \cdot 2{,}5 \cdot 5{,}0^2 - 0{,}025 \cdot 2{,}5 \cdot 4{,}0^2 - 0{,}083 \cdot 5 \cdot 7{,}5 + 0{,}173\,(5{,}0 + 4{,}0)\,5{,}0 = 5{,}58 \text{ тм};$$

$$M_Г = -0{,}005 \cdot 2{,}5 \cdot 2{,}5^2 + 0{,}013 \cdot 2{,}5 \cdot 7{,}5^2 - 0{,}049 \cdot 2{,}5 \cdot 5{,}0^2 - 0{,}067 \cdot 2{,}5 \cdot 4{,}0^2 + 0{,}036 \cdot 5 \cdot 7{,}5 - 0{,}074\,(5{,}0 + 4{,}0)\,5{,}0 = -6{,}54 \text{ тм};$$

$$M_4 = -0{,}002 \cdot 2{,}5 \cdot 2{,}5^2 + 0{,}007 \cdot 2{,}5 \cdot 7{,}5^2 - 0{,}025 \cdot 2{,}5 \cdot 5{,}0^2 + 0{,}092 \cdot 2{,}5 \cdot 4{,}0^2 + 0{,}012\,(5{,}0 + 4{,}0) - 0{,}037 \cdot 5 \cdot 5{,}0 = +2{,}61 \text{ тм}.$$

ПОСТРОЕНИЕ ЭПЮР ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ M И Q В НЕРАЗРЕЗНЫХ БАЛКАХ, НЕСУЩИХ РАВНОМЕРНУЮ НАГРУЗКУ

При расчете неразрезных балок, несущих большую нагрузку, рекомендуется строить эпюры изгибающих моментов и поперечных сил.

Построение эпюры M и Q во второстепенных балках с равномерной нагрузкой производится в таком порядке: пролет балки делят на равные части (обычно на пять частей), в точках деления определяют величины моментов по формуле

$$M_i = \beta_i (g + p)\, l^2. \qquad (I.20)$$

Величины найденных моментов откладывают в виде ординат вниз и вверх от оси (в зависимости от знака момента) и соединяют плавной

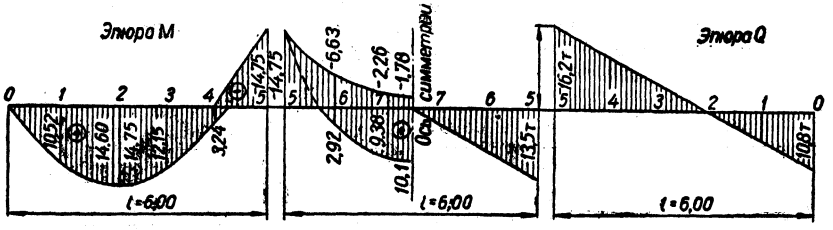


Рис. I.42. Огибающие эпюры M и Q для балки, несущей равномерную нагрузку.

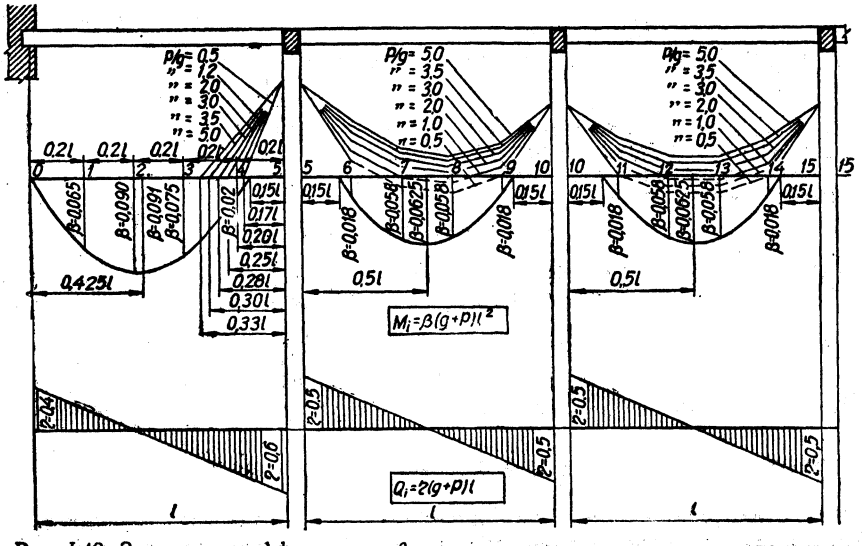


Рис. I.43. Значения коэффициентов β_i для определения моментов в пролетах и поперечных сил.

кривой (рис. I. 42). Значения коэффициентов β для пролетных (положительных) моментов приведены на рис. I. 43; для опорных (отрицательных) моментов — в табл. I. 13 в зависимости от отношения временной нагрузки к постоянной p/g.

Таблица I. 13

Значения коэффициентов β для определения отрицательных моментов в средних пролетах при отношении интенсивности временной нагрузки к постоянной $\frac{p}{g}=0{,}5\div5$ (рис. I. 40)

$\frac{p}{g}$	Номер сечения (через 0,2l)										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	—0,091	—0,025	+0,011	+0,016	—0,008	—0,0625	—0,003	+0,028	+0,028	—0,003	—0,0625
1,0	—0,091	—0,035	—0,005	+0,001	—0,018	—0,0625	—0,013	+0,014	+0,014	—0,013	—0,0625
1,5	—0,091	—0,041	—0,014	—0,008	—0,024	—0,0625	—0,019	+0,004	+0,004	—0,019	—0,0625
2,0	—0,091	—0,045	—0,020	—0,014	—0,028	—0,0625	—0,023	—0,003	—0,003	—0,023	—0,0625
2,5	—0,091	—0,048	—0,023	—0,017	—0,031	—0,0625	—0,025	—0,007	—0,007	—0,025	—0,0625
3,0	—0,091	—0,050	—0,027	—0,022	—0,033	—0,0625	—0,028	—0,010	—0,010	—0,028	—0,0625
3,5	—0,091	—0,052	—0,030	—0,025	—0,035	—0,0625	—0,029	—0,013	—0,013	—0,029	—0,0625
4,0	—0,091	—0,053	—0,032	—0,026	—0,036	—0,0625	—0,030	—0,015	—0,015	—0,030	—0,0655
5,0	—0,091	—0,055	—0,035	—0,029	—0,038	—0,0625	—0,033	—0,018	—0,018	—0,033	—0,0625

Пример 7. Определить величины изгибающих моментов и поперечных сил в трехпролетной балке с равномерной нагрузкой и построить эпюры M и Q.

Дано: $l=6{,}0$ *м*; постоянная расчетная нагрузка $g=1800$ *кг/м*, временная $p=2700$ *кг/м*; $p:g=2700:1800=1{,}5$; $(g+p)l^2=(1800+2700)6{,}0^2=162000$ *кгм*.

Величины моментов в сечениях через 0,2 l определены по формуле (I.20) и сведены в таблицу.

Величины моментов в сечениях трехпролетной балки (к примеру 7)

$\frac{x}{l}$	0,2	0,4	0,425	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,5
Коэффициент β	0,065	0,090	0,091	0,075	0,020	—0,091	0,018— —0,041	0,058— —0,014	0,0675— —0,011
Моменты . .	10520	14600	14750	12150	3240	—14750	2920— —6630	9380— —2260	10100— —1780

По данным таблицы построена эпюра M (см. рис. I.42).

Коэффициенты β взяты из рис. I.43 и табл. I.13.

Величины поперечных сил в расчетных сечениях:

сечение у первой опоры

$$Q_A=0{,}4\cdot4500\cdot6{,}0=10\,800\ кг;$$

сечение у второй опоры слева

$$Q_B=0{,}6\cdot4500\cdot6{,}0=16200\ кг;$$

сечение у второй опоры справа

$$Q_{B_2}=0{,}5\cdot4500\cdot6{,}0=13500\ кг.$$

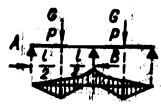
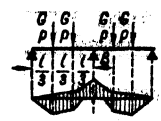
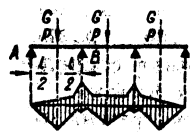
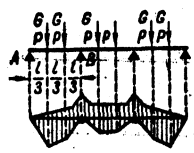
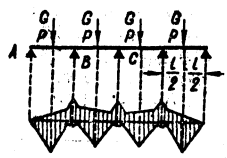
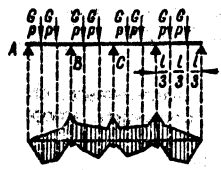
Эпюра Q показана на рис. I.39 справа от оси симметрии.

ПОСТРОЕНИЕ ЭПЮРЫ M И Q ПРИ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ НАГРУЗКЕ

Для построения эпюры изгибающих моментов и поперечных сил в балках с сосредоточенной нагрузкой (от реакции второстепенных балок) пользуются табл. I. 14 коэффициентов α, β, γ, δ.

Таблица I. 14

Значения коэффициентов α, β, γ и δ для определения моментов и поперечных сил в неразрезных балках с равными пролетами при сосредоточенных нагрузках

Схема нагрузки	$\frac{x}{l}$	Изгибающий момент: Влияние G	Изгибающий момент: Влияние P		Поперечная сила: Влияние G	Поперечная сила: Влияние P	
		α	$+\beta$	$-\beta$	γ	$+\delta$	$-\delta$
	0,0	0,0	0,0	0,0	+0,3125	0,4063	0,0938
	0,5	+0,1563	0,2031	0,0469			
	0,842	—0,0789	0,0	0,0789			
	1,0	—0,1875	0,0	0,1875	—0,6875	0,0	0,6875
	0,0	0,0	0,0	0,0	+0,6667	0,8333	0,1667
	0,333	+0,2222	0,2778	0,0556			
	0,667	+0,1111	0,2222	0,1111			
	0,8572	—0,1430	0,0	0,1430			
	1,0	—0,3333	0,0	0,3333	—1,3333	0,0	1,3333
	0,0	0,0	0,0	0,0	+0,3500	0,4250	0,0755
	0,5	+0,1750	0,2125	0,0375			
	0,833	—0,0416	0,0208	0,0625			
	1,00	—0,1500	0,0250	0,1750	—0,6500	0,0250	0,6750
	1,15	—0,0750	0,0063	0,0813	+0,5000	0,6250	0,1250
	1,50	+0,1000	0,1750	0,0750			
	0,0	0,0	0,0	0,0	+0,7333	0,8667	0,1332
	0,333	+0,2444	0,2889	0,0444			
	0,667	+0,1555	0,2444	0,0889			
	0,849	—0,0750	0,0377	0,1127			
	1,00	—0,2667	0,0444	0,3111	—1,2667	0,0444	1,3111
	1,133	—0,1333	0,0133	0,1467	+1,0000	0,2222	0,2222
	1,133	+0,0667	0,2000	0,1333			
	1,5	+0,0667	0,2000	0,1333			
	0,0	0,0	0,0	0,0	+0,3393	0,4196	0,0804
	0,5	+0,1697	0,2098	0,0405			
	0,833	—0,0503	0,0168	0,0670			
	1,0	—0,1607	0,0201	0,1808	—0,6607	0,0201	0,7410
	1,147	—0,0781	0,0048	0,0830	+0,5536	0,6540	0,1004
	1,50	+0,1161	0,1830	0,0670			
	1,835	—0,0362	0,0282	0,0644			
	2,0	—0,1072	0,0536	0,1607	—0,4464	0,1607	0,6071
	0,0	0,0,0	0,0	0,0	+0,7143	0,8571	0,1428
	0,333	+0,2381	0,2857	0,047			
	0,667	+0,1429	0,2381	0,0958			
	0,848	—0,0907	0,0303	0,1211			
	1,0	—0,2851	0,0357	0,3214	—1,2847	0,0357	1,3214
	1,133	—0,1400	0,0127	0,1528	+1,0953	1,2738	0,1785
	1,333	+0,0794	0,2063	0,1270			
	1,667	+0,1111	0,2222	0,1111			
	1,858	—0,0623	0,0547	0,1170			
	2,0	—0,1905	0,0952	0,2857	—0,9047	0,2858	1,1905

Моменты под грузами и на средних опорах определяют по формулам:

$$M_{\text{макс}} = (\alpha G + \beta P)\, l; \qquad (I.21)$$

$$M_{\text{мин}} = (\alpha G - \beta P)\, l; \qquad (I.22)$$

поперечные силы — по формулам:

$$Q_{макс} = \gamma G + \delta P; \quad (I.23)$$

$$Q_{мин} = \gamma G - \delta P. \quad (I.24)$$

Здесь G — постоянная сосредоточенная нагрузка;
P — временная сосредоточенная нагрузка;
l — расчетный пролет балки.

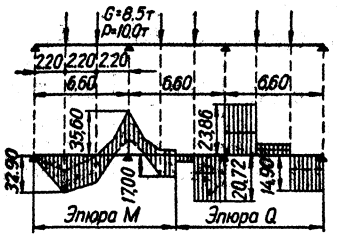


Рис. I.44. К примеру 8.

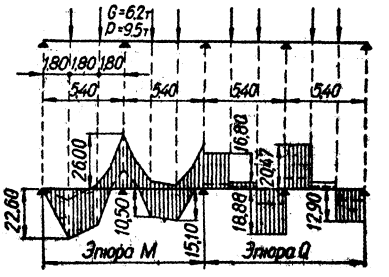


Рис. I.45. К примеру 9.

Реакции второстепенных балок по величине принимаются без учета неразрезности. Собственный вес главной балки, представляющий равномерную нагрузку, принимается для упрощения расчета в виде сосредоточенного груза и суммируется с реакциями второстепенных балок.

Пример 8. Определить величины изгибающих моментов M и поперечных сил Q в трехпролетной балке при данных, приведенных на рис. I.44 и построить эпюры M и Q.

Значения M и Q определяем по формулам (I.21)—(I.24) и табл. I.14.

Величины M и Q (к примеру 8)

Сечение	$M_{макс}$ в $т\,м$	$M_{мин}$ в $т\,м$
$0{,}333l$	$(0{,}2444 \cdot 8{,}5 + 0{,}2889 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = +32{,}90$	$(0{,}2444 \cdot 8{,}5 - 0{,}0444 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = +10{,}82$
$0{,}667l$	$(0{,}1555 \cdot 8{,}5 + 0{,}2444 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = +24{,}60$	$(0{,}1555 \cdot 8{,}5 - 0{,}0889 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = +2{,}84$
$0{,}849l$	$(0{,}0750 \cdot 8{,}5 + 0{,}0377 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = -1{,}72)$	$(-0{,}0750 \cdot 8{,}5 + 0{,}01127 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = -11{,}70$
$0{,}0l$	$(-0{,}2667 \cdot 8{,}5 - 0{,}0444 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = -12{,}10$	$(-0{,}2667 \cdot 8{,}5 + 0{,}3111 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = -35{,}6$
$1{,}133l$	$(-0{,}1333 \cdot 8{,}5 + 0{,}0133 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = -6{,}6$	$(-0{,}1333 \cdot 8{,}5 - 0{,}2467 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = -17{,}2$
$1{,}133l$	$(0{,}0667 \cdot 8{,}5 + 0{,}2000 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = +17{,}0$	$(0{,}0667 \cdot 8{,}5 - 0{,}1333 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = -5{,}05$
$1{,}5l$	$(0{,}0667 \cdot 8{,}5 + 0{,}2000 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = +17{,}0$	$(0{,}0667 \cdot 8{,}5 - 0{,}1333 \cdot 10{,}0)\,6{,}6 = -5{,}01$
	$Q_{макс}$ в $т$	$Q_{мин}$ в $т$
$0{,}0l$	$0{,}7333 \cdot 8{,}5 + 0{,}8667 \cdot 10{,}0 = 14{,}90$	$0{,}7333 \cdot 8{,}5 - 0{,}1332 \cdot 10{,}0 = 4{,}90$
$1{,}0l$	$-1{,}2667 \cdot 8{,}5 - 1{,}3111 \cdot 10{,}0 = -23{,}86$	$-1{,}2667 \cdot 8{,}5 + 0{,}0444 \cdot 10{,}0 = -10{,}31$
$1{,}5l$	$0{,}0000 \cdot 8{,}5 + 1{,}2222 \cdot 10{,}0 = 20{,}72$	$1{,}000 \cdot 8{,}5 - 0{,}2222 \cdot 10{,}0 = 6{,}28$

Пример 9. Определить величины изгибающих моментов M и поперечных сил Q в многопролетной балке при данных, приведенных на рис. I.45, и построить эпюры M и Q.

Значения M и Q определяем по формулам (I.21)—(I.24) и табл. I.14.

Величины M и Q (к примеру 9)

Сечение	$M_{макс}$ в $т\,м$	$M_{мин}$ в $т\,м$
$0{,}333l$	$(0{,}2381 \cdot 6{,}2 + 0{,}2857 \cdot 9{,}5)\,5{,}4 = +22{,}60$	$(0{,}2381 \cdot 6{,}2 - 0{,}0476 \cdot 9{,}5)\,5{,}4 = +5{,}56$
$0{,}667l$	$(0{,}1429 \cdot 6{,}2 + 0{,}2381 \cdot 9{,}5)\,5{,}4 = +17{,}00$	$(0{,}1429 \cdot 6{,}2 - 0{,}0958 \cdot 9{,}5)\,5{,}4 = -0{,}11$

Продолжение

Сечение	$M_{макс}$ в *тм*	$M_{мин}$ в *тм*
0,848*l*	(—0,0907 · 6,2+0,0303 · 9,5) 5,4 = —1,46	(—0,0907 · 6,2—0,1211 · 9,5) 5,4 = —9,24
1,0*l*	(—0,2857 · 6,2+0,0357 · 9,5) 5,4 = —7,66	(0,2857 · 6,2—0,3214 · 9,5) 5,4 = —26,00
1,133*l*	(—0,1400 · 6,2+0,0127 · 9,5) 5,4 = —4,05	(—0,1400 · 6,2—0,1528 · 9,5) 5,4 = —12,85
1,133*l*	(0,0794 · 6,2+0,2063 · 9,5) 5,4 = +10,50	(0,0794 · 6,2—0,1270 · 9,5) 5,4 = —3,90
1,667*l*	(0,1111 · 6,2+0,2222 · 9,5) 5,4 = +15,10	(0,1111 · 6,2—0,1111 · 9,5) 5,4 = —2,00
0,858*l*	(—0,0623 · 6,2+0,0547 · 9,5) 5,4 = —0,70	(—0,0623 · 6,2—0,1170 · 9,5) 5,4 = —8,10
2,0*l*	(—0,1905 · 6,2—0,2857 · 9,5) 5,4 = —1,46	(—0,1905 · 6,2+0,0952 · 9,5) 5,4 = —21,00
	$Q_{макс}$ в *т*	$Q_{мин}$ в *т*
0,0*l*	0,7143 · 6,2+0,8571 · 9,5 = 12,90	—
1,0*l*	—1,2857 · 6,2+1,3214 · 9,5 = —20,47	+1,0953 · 6,2+1,2738 · 9,5 = +18,88
2,0*l*	—0,9047 · 6,2—1,1905 · 9,5 = —16,90	—

СТАДИИ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПРИ ИЗГИБЕ

В зависимости от интенсивности внешней нагрузки различают три характерные стадии напряженно-деформированного состояния.

Стадия I напряженного состояния отвечает малым нагрузкам и малым напряжениям, деформации бетона также малы и пропорциональны напряжениям (рис. I. 46, *а*). В этой стадии бетон и арматура работают в пределах упругости и совместно воспринимают растягивающие усилия.

По стадии I работают изгибаемые бетонные элементы, в которых не допускается появление трещин в бетоне при эксплуатации.

Стадия II соответствует нагрузкам, при которых напряжение в крайнем волокне растянутой зоны, вычисленное по формуле сопротивления материалов, превышает предел прочности бетона на растяжение $\sigma_б > R_p$. В этой стадии бетон растянутой зоны с появлением трещин не принимает участия в работе элемента, и все растягивающее усилие воспринимается рабочей арматурой, напряжения в которой еще не достигают предела текучести $\sigma_а < \sigma_т$ (см. рис. I. 46, *б*).

По стадии II рассчитываются балки на раскрытие трещин.

Стадия III соответствует нагрузке, при которой напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести $\sigma_а = \sigma_т$. Под влиянием

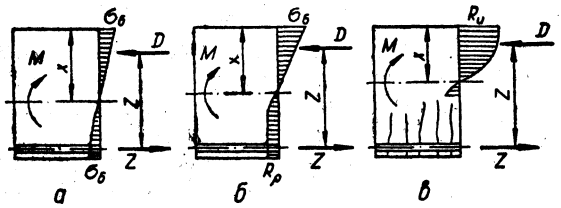


Рис. I.46. Стадии напряженного состояния при изгибе:
а — стадия I; *б* — стадия II; *в* — стадия III.

значительного удлинения арматуры резко сокращается высота сжатой зоны и напряжения в бетоне достигают предела прочности бетона на сжатие при изгибе $\sigma_б = R_и$. В результате начинается раздробление бе-

она и разрушение элемента — наступает предельное состояние по прочности (см. рис. I. 46, *в*).

Предельное состояние сечения и характер разрушения элемента зависит от процента армирования μ и марок стали и бетона. Предельное состояние наступает в результате исчерпания прочности арматуры растянутой зоны или бетона сжатой зоны.

При проценте армирования $\mu < \mu_{макс}$, приведенного в табл. I. 15, несущая способность сжатой зоны бетона больше несущей способности растянутой арматуры. Если элемент, в котором $\mu < \mu_{макс}$, довести до разрушения, напряжения в растянутой арматуре достигнут предела текучести $\sigma_а = \sigma_т$ раньше, чем будет исчерпана прочность сжатой зоны бетона. Это будет случай предельного состояния по прочности растянутой арматуры.

Таблица I. 15

Наибольшие проценты армирования μ изгибаемых элементов прямоугольного сечения

$R_а$ в кг/см²	Марка бетона							
	50	75	100	150	200	300	400	500
				С одиночной арматурой				
1700	0,87	1,33	1,78	2,59	—	—	—	—
2100	—	—	1,44	2,10	2,62	4,18	—	—
2700	—	—	—	1,63	2,03	2,97	4,30	5,10
3400	—	—	—	1,30	1,62	2,59	3,40	4,20
5100	—	—	—	—	1,08	1,72	2,25	2,70
				С двойной арматурой				
1700	0,97	1,44	2,16	3,10	—	—	—	—
2100	—	—	1,73	2,51	3,12	5,0	—	—
2700	—	—	—	1,95	2,44	3,56	5,15	6,10
3400	—	—	—	1,55	1,95	3,10	4,10	4,80
5100	—	—	—	—	1,29	2,07	2,70	3,23

При процентах армирования $\mu = \mu_{макс}$ несущая способность растянутой арматуры равна несущей способности сжатой зоны бетона (см. табл. I. 15). Это будет случай предельного состояния как по прочности растянутой арматуры, так и по прочности сжатой зоны бетона. Наступление предельного состояния одновременно по прочности арматуры на растяжение и бетона на сжатие (для бетона марки 400 и ниже) будет иметь место при условии

$$S_б = 0{,}8 S_0, \qquad (I.25)$$

где $S_б$ — статический момент площади бетона сжатой зоны сечения относительно центра тяжести растянутой арматуры;

S_0 — статический момент всей рабочей площади бетона сечения относительного центра тяжести растянутой арматуры.

Если процент армирования $\mu > \mu_{макс}$, несущая способность растянутой арматуры больше несущей способности сжатой зоны бетона. Такие сечения являются переармированными. Их разрушение начинается в сжатой зоне бетона. Для увеличения несущей способности сжатой зоны бетона, а следовательно, и всего сечения, сжатая зона бетона усиливается сжатой арматурой, получаются сечения с двойной арматурой.

ПОДБОР СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА ИЗГИБ

Подбор сечений элементов, работающих на изгиб, ведется в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, по максимальному изгибающему моменту M и в наклонных сечениях у опор — по поперечной силе Q и по изгибающему моменту M (рис. I. 47).

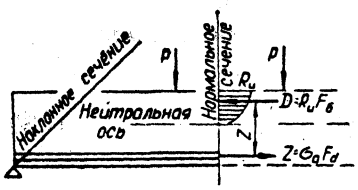


Рис. I.47 Расчетные сечения железобетонной балки.

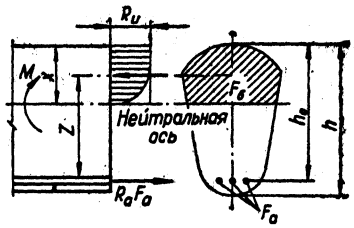


Рис. I.48. Сечение с одиночной арматурой, симметричное относительно вертикальной оси.

СЕЧЕНИЯ ЛЮБОЙ ФОРМЫ, СИММЕТРИЧНОЙ ОТНОСИТЕЛЬНО ПЛОСКОСТИ ДЕЙСТВИЯ МОМЕНТА

Расчетные формулы, приведенные в СНиП, основаны на условии равновесия внешних сил и внутренних усилий в стадии предельного равновесия. Причем для упрощения формул эпюра напряжений в сжатой зоне бетона принята прямоугольной вместо действительной — криволинейной формы (рис. I. 48).

Для подбора нормальных к оси элемента сечений с гибкой арматурой в нормах приведены формулы, выражающие следующие условия:

а) расчетный момент внешних сил должен быть меньше или равен моменту, который в состоянии воспринять сечение:

по прочности бетона

$$M \leqslant R_н F_б z; \tag{I.26}$$

по прочности арматуры

$$M \leqslant R_a F_a z; \tag{I.27}$$

б) проекция усилий на ось элемента должна быть равна нулю

$$R_н F_б = R_a F_a. \tag{I.28}$$

При этом для обеспечения прочности сжатой зоны бетона при изгибе необходимо, чтобы были удовлетворены условия:

для бетона марки 400 и ниже

$$S_б \leqslant 0{,}8 S_o; \tag{I.29}$$

для бетона марки 500

$$S_o \leqslant 0{,}7 S_o; \tag{I.29а}$$

для бетона марки 600

$$S_б \leqslant 0{,}65 S_o. \tag{I.29б}$$

Здесь M — расчетный момент внешних сил;

$R_н$ — расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе (см. табл. I. 4);

$F_б$ — площадь сечения сжатой зоны бетона;

z — плечо внутренней пары сил;

R_a — расчетное сопротивление арматуры (см. табл. I. 5);

F_a — площадь сечения растянутой арматуры.

Равнодействующая растягивающих напряжений в арматуре и равная ей по величине равнодействующая сжимающих напряжений в бетоне $\sigma_б$ и $F_б$ создают момент внутренних усилий $\sigma_а F_а z$, уравновешивающий момент в сечении от внешней нагрузки.

ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ СЕЧЕНИЯ С ОДИНОЧНОЙ АРМАТУРОЙ

Для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой (рис. I. 49) формулы (I.26) и (I.27) после подстановки bx вместо $F_б$ и $(h_0 - 0{,}5x)$ вместо z принимают следующий вид:

по прочности бетона

$$M \leqslant R_и bx(h_0 - 0{,}5x); \qquad (I.30)$$

по прочности арматуры

$$M \leqslant R_а F_а (h_0 - 0{,}5x). \qquad (I.31)$$

Положение нейтральной оси сечения — высота сжатой зоны x — при этом определяется из равенства

$$R_и bx = R_а F_а; \qquad (I.32)$$

$$x = \frac{R_а F_а}{R_и b}. \qquad (I.33)$$

Формулы (I.30)—(I.33) применимы, пока соблюдено условие (I.29). При прямоугольном сечении (после подстановки μbh вместо $F_а$) формула (I.33) для бетона марки 400 и ниже принимает вид

$$x = \frac{R_а \mu}{R_и \cdot 100} \leqslant 0{,}55 h_0. \qquad (I.34)$$

Из условия (I.29) находят максимальный процент армирования, при котором бетон сжатой зоны сечения (бетон марки 400 и ниже) может воспринять все усилия сжатия без помощи сжатой арматуры

$$\mu_{макс} = 0{,}55 \frac{R_и}{R_а} \cdot 100. \qquad (I.35)$$

Величины $\mu_{макс}$ для различных марок бетона приведены в табл. I.15. Однако максимальный процент армирования, приведенный в табл. I.15, не всегда является экономически выгодным.

Минимальные проценты армирования (установленные нормами), ниже которых армирование считается конструктивным и не учитывается, составляют:

Для бетона марки	200 и ниже . .	0,1
То же,	300—400 . . .	0,15
»	500—600 . . .	0,2

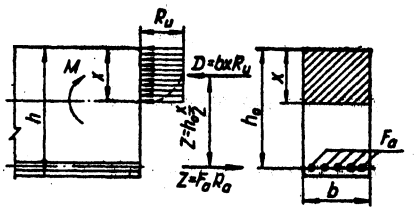


Рис. I.49. Прямоугольное сечение с одиночной арматурой.

Подбор сечений по формулам. Несущую способность $M_{сеч}$ прямоугольных сечений, работающих на изгиб, при заданных размерах b, h_0 и площади сечения арматуры $F_а$ можно определять по формулам (I.30) и (I.33). При этом сначала по формуле (I.33) находят высоту сжатой зоны бетона x; затем подставляют найденную величину x в формулу (I.30) и находят несущую способность сечения $M_{сеч}$, которую сравнивают с моментом M от внешней нагрузки. Если момент $M_{сеч}$ оказы-

вается по величине меньше M или намного больше M, изменяют размеры сечения и расчет повторяется.

Пример 10. Определить несущую способность балки прямоугольного сечения при таких данных: момент от внешней нагрузки, изгибающей балку, $M=15{,}8$ *тм*; размеры сечения $b\times h=20\times 50$ *см*; бетон марки 200 ($R_и=100$ *кг/см²*); арматура из стали класса А-III ($R_а=3400$ *кг/см²*). Принимаем 6∅ 16 А-III ($R_а=12{,}06$ *см²*); $a=4$ *см*; $h_0=h-a=50-4=46$ *см*.

По формуле (I.33) находим высоту сжатой зоны сечения x:

$$x=\frac{R_а F_а}{R_и b}=\frac{3400\cdot 12{,}06}{100\cdot 20}=20{,}5\ см.$$

Проверяем найденную высоту x из условия (I.34)

$$0{,}55h_0=0{,}55\cdot 46=25{,}3\ см>x=20{,}5\ см.$$

По формуле (I.30) находим несущую способность сечения

$$M_{сеч}=R_и bx(h_0-0{,}5x)=100\cdot 20\cdot 20{,}5(46-0{,}5\cdot 20{,}5)=1\,480\,000\ кг\cdot см=14{,}8\ тм.$$

Несущая способность сечения недостаточна:

$$M_{сеч}=14{,}8\ тм<M=15{,}8\ тм.$$

Необходимо увеличить либо сечение арматуры, либо размеры сечения и вновь повторить расчет. Принимаем 7∅ 16 А-III ($F_а=14{,}07$ *см²*) и снова находим x и $M_{сеч}$.

$$x=\frac{3400\cdot 14{,}07}{R_и b}=\frac{3400\cdot 14{,}07}{100\cdot 20}=23{,}9\ см.$$

Несущая способность сечения при рабочей арматуре ∅ 16 по формуле (I.30).

$$M_{сеч}=100\cdot 20\cdot 23{,}9(46-0{,}5\cdot 23{,}9)=16{,}3>M=15{,}8\ тм.$$

Таблица I. 16

Коэффициенты α, r_0, γ_0 и A_0 для расчета изгибаемых элементов прямоугольных сечений, армированных одиночной арматурой

$\alpha=\frac{x}{h_0}$	r_0	$\gamma_0=\frac{z_б}{h_0}$	A_0	$\alpha=\frac{x}{h_0}$	r_0	$\gamma_0=\frac{z_б}{h_0}$	A_0
0,01	10,00	0,995	0,010	0,29	2,01	0,855	0,248
0,02	7,12	0,995	0,020	0,3	1,98	0,850	0,255
0,03	5,82	0,985	0,030	0,31	1,95	0,845	0,262
0,04	5,05	0,980	0,039	0,32	1,93	0,840	0,269
0,05	4,53	0,975	0,048	0,33	1,90	0,835	0,275
0,06	4,15	0,970	0,058	0,34	1,88	0,830	0,282
0,07	3,85	0,965	0,067	0,35	1,86	0,825	0,289
0,08	3,61	0,960	0,077	0,36	1,84	0,820	0,295
0,09	3,41	0,955	0,085	0,37	1,82	0,815	0,301
0,1	3,24	0,950	0,095	0,38	1,80	0,810	0,309
0,11	3,11	0,945	0,104	0,39	1,78	0,805	0,314
0,12	2,98	0,940	0,113	0,4	1,77	0,800	0,320
0,13	2,88	0,935	0,121	0,41	1,75	0,795	0,326
0,14	2,77	0,930	0,130	0,42	1,74	0,790	0,332
0,15	2,68	0,925	0,139	0,43	1,72	0,785	0,337
0,16	2,61	0,920	0,147	0,44	1,71	0,780	0,343
0,17	2,53	0,915	0,155	0,45	1,69	0,775	0,349
0,18	2,47	0,910	0,164	0,46	1,68	0,770	0,354
0,19	2,41	0,905	0,172	0,47	1,67	0,765	0,359
0,2	2,36	0,900	0,180	0,48	1,66	0,760	0,365
0,21	2,31	0,895	0,188	0,49	1,64	0,755	0,370
0,22	2,26	0,890	0,196	0,5	1,63	0,750	0,375
0,23	2,22	0,885	0,203	0,51	1,62	0,745	0,380
0,24	2,18	0,880	0,211	0,52	1,61	0,740	0,385
0,25	2,14	0,875	0,219	0,53	1,90	0,735	0,390
0,26	2,10	0,870	0,226	0,54	1,59	0,730	0,394
0,27	2,07	0,865	0,234	0,55	1,58	0,725	0,400
0,28	2,04	0,860	0,241				

Примечание. Таблица составлена для любых марок бетона и классов стали.

Подбор сечений с помощью таблиц. В табл. I. 16 помещены коэффициенты α, r_0, γ_0 и A_0, величины которых вычислены в зависимости от α — отношения высоты сжатой зоны x к полезной высоте сечения h_0, соответствующего проценту армирования μ

$$\alpha = \frac{x}{h_0} = \mu \frac{R_a}{R_и}; \tag{I.36}$$

$$r_0 = \frac{1}{\sqrt{\alpha(1-0{,}5\alpha)}}; \tag{I.37}$$

$$\gamma_0 = 1 - 0{,}5\alpha; \tag{I.38}$$

$$A_0 = \alpha(1 - 0{,}5\alpha). \tag{I.39}$$

При подборе прямоугольных сечений элементов, работающих на изгиб, встречаются два типа задач: 1) определение площади поперечного сечения продольной растянутой арматуры F_a при заданных размерах b и h_0 сечения; 2) определение размеров сечения b и h_0 и площади сечения арматуры F_a при принятом проценте армирования μ.

Задачи типа 1 — определение сечения продольной арматуры F_a при заданных размерах поперечного сечения элемента, величине расчетного момента M и марке бетона ($R_и$) — встречаются на практике более часто, так как благодаря унификации элементов железобетонных конструкций гражданских зданий (балки, плиты, панели) размеры их поперечных сечений обычно заданы.

Расчет в этом случае производится в такой последовательности.

По величине расчетного изгибающего момента M, принятым размерам поперечного сечения b, h_0 и марке бетона (расчетному сопротивлению $R_и$) определяют коэффициент A_0 по формуле

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_и}. \tag{I.40}$$

В табл. I.16 по найденному коэффициенту A_0 находим коэффициенты α и γ_0.

Зная величины γ_0, определяем площадь продольной арматуры F_a по формуле

$$F_a = \frac{M}{\gamma_0 h_0 R_a} \tag{I.41}$$

Площадь арматуры в плитах при обычных процентах армирования ($\mu = 0{,}3 \div 0{,}8$) может быть также определена по приближенной формуле

$$F_a = \frac{M}{0{,}9 h_0 R_a}. \tag{I.42}$$

Пример 11. Найти площадь сечения продольной арматуры F_a в прогоне сечением $b \times h = 16 \times 60$ *см* при следующих данных: изгибающий момент $M = 16100$ *кгм*; $h_0 = 55$ *см*; бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см²*); арматура из стали класса А-III ($R_a = 3400$ *кг/см²*).

По формуле (I.40) определяем коэффициент A_0

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_и} = \frac{160\,000}{16 \cdot 55^2 \cdot 100} = 0{,}332.$$

В табл. I.16 коэффициенту $A_0 = 0{,}332$ соответствует

$$\gamma_0 = 0{,}79 \text{ и } \alpha = 0{,}42.$$

По формуле (I.41) при найденной величине $\gamma_0 = 0{,}79$ находим

$$F_з = \frac{M}{\gamma_0 h_0 R_0} = \frac{1\,610\,000}{0{,}79 \cdot 55 \cdot 3400} = 10{,}9 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2∅20А-III+2∅18А-III ($F_a = 11{,}37$ *см²*).

Величины изгибающих моментов M в *тм* и поперечных сил Q в *т*, которые могут быть продольной F_a и поперечной nd_2/u арматуры (n — количество

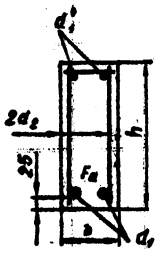
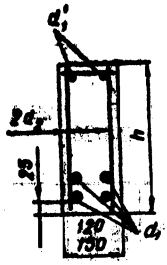
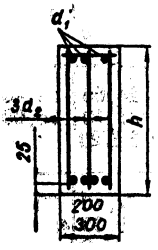
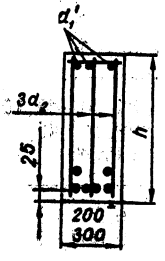
Схема сечения и армирования	Число стержней n, диаметр d и площадь F_a из стали А-II	Условные обозначения	Размеры поперечного				
			$b = 12$ при h, равном				
			22	25	30	40	50
	2∅12 $F_a = 2,26$	M Q nd_2/u	0,74 4,15 2.5/10	1,18 4,30 2.5/12	1,5 4,85 2.5/15	2,10 5,55 2.5/20	2,70 7,00 2.5/20
	2∅14 $F_a = 3,08$	M Q nd_2/u	1,13 4,15 2.5/10	1,54 4,30 2.5/12	1,96 4,85 2.5/15	2,78 5,55 2.5/20	3,61 7,02 2.5/20
	2∅16 $F_a = 4,02$	M Q nd_2/u	1,35 5,00 2.6/10	1,89 5,18 2.6/12	2,45 5,81 2.6/15	3,52 6,80 2.6/20	4,61 8,60 2.6/20
	2∅18 $F_a = 5,09$	M Q nd_2/u	1,58 5,00 2.6/10	2,26 5,18 2.6/12	2,94 5,81 2.6/15	4,32 6,80 2.6/20	5,67 8,60 2.6/20
	2∅20 $F_a = 6,28$	M Q nd_2/u			3,42 7,75 2.8/15	5,20 8,98 2.8/20	6,76 11,4 2.8/20
	2∅22 $F_a = 7,6$	M Q nd_2/u				5,81 8,98 2.8/20	7,88 11,40 2.8/20
	2∅25 $F_a = 9,82$	M Q nd_2/u				6,92 8,98 2.8/20	9,45 11,40 2.8/20
	2∅28 $F_a = 12,32$	M Q nd_2/u					11,20 14,30 2.10/20
	2∅18+ +2∅19 $F_a = 9,11$	M Q nd_2/u					8,55 11,10 2.8/20
	4∅18 $F_a = 10,18$	M Q nd_2/u					9,30 11,1 2.8/20
	2∅20+ +2∅18 $F_a = 11,37$	M Q nd_2/s					

Таблица I. 17

воспринятый прямоугольным сечением балки размером $b \times h$ при заданной площади ветвей, d_2 — диаметр, u — шаг поперечных стержней)

сечения балки $b \times h$ в *см*

b = 15 при h, равном				b = 20 при h, равном			b = 25 при h, равном			b = 30 при h, равном		
30	40	50	60	40	50	60	50	60	70	60	70	80
1,54 5,25 2.5/15	2,14 6,20 2.5/20	2,74 7,85 2.5/20										
2,01 5,25 2.5/15	2,84 6,20 2.5/20	3,66 7,85 2.6/20	4,50 11,72 2.6/20									
2,52 6,35 2.6/15	3,63 7,58	4,70 9,65 2.6/20	5,76 11,72	3,69 8,75	4,78 11,60 2.6/20	5,85 13,5						
3,07 6,35 2.6/15	4,43 7,58	5,81 9,65 2.6/20	7,18 11,72	4,58 8,75	5,95 11,60 2.6/20	7,32 13,5						
3,64 8,45 2.8/15	5,32 10,00	7,00 12,80 2.8/20	8,78 15,50	5,50 11,60	7,21 14,60 2.8/20	8,86 17,90	7,45 16,4	9,00 20,00 2.8/20	11,70 24,30			
4,15 8,45 2.8/15	6,18 10,00	8,20 12,80 2.8/20	10,21 15,50	6,50 11,60	8,55 14,60 2.8/20	10,50 17,90	8,73 16,40	11,75 20,00 2.8/20	12,80 23,3			
5,50 7,25	7,48 10,00 2.8/20	10,10 12,80	12,70 15,5	8,00 11,60	10,60 14,60 2.8/20	13,25 17,90	10,90 16,40	13,60 20,00 2.8/20	16,20 23,30			
6,75 9,15	9,30 12,65 2.10/20	11,90 16,55	15,20 19,55	9,42 14,60	12,60 18,5 2.10/20	15,90 22,5	13,2 20,65	16,5 25,20 2.10/20	12,60 29,60			
4,82 6,85	6,61 9,62 2.8/20	9,05 12,30	11,50 15,10	7,66 11,20	10,10 14,20 2.8/20	12,50 17,60	10,35 15,90	12,80 19,40 2.8/20	15,20 23,00	13,0 22,10	15,4 25,20 2.8/20	17,80 29,10
5,10 6,85	7,10 9,62 2.8/20	9,80 12,30	12,50 15,10	8,32 11,20	11,01 14,20 2.8/20	13,80 17,6	11,40 15,9	14,10 19,40 2.8/20	16,80 23,00	14,3 22,10	17,1 25,20 2.8/20	19,8 29,1
	8,40 9,62 2.8/20	10,70 12,30	13,70 15,10	9,05 11,20	12,05 14,2 2.8/20	15,10 17,6	12,50 15,9	15,50 19,40 2.8/20	18,60 23,0	15,7 22,1	18,85 25,2 2.8/20	21,8 29,1

Схема сечения и армирования	Число стержней n, диаметр d и площадь F_a из стали А-II	Условные обозначения	Размеры поперечного $b=12$ при h, равном 22	25	30	40	5
	4⌀20 $F_a=12,56$	M Q nd_2/u					
	2⌀22+ +2⌀20 $F_a=13,22$	M Q nd_2/u					
	4⌀22 $F_a=15,2$	M Q nd_2/u					
	2⌀25+ +2⌀22 $F_a=17,42$	M Q nd_2/u					
	4⌀25 $F_a=19,64$	M Q nd_2/u					
	4⌀22+ +2⌀20 $F_a=21,48$	M Q nd_2/u					
	6⌀22 $F_a=22,81$	M Q nd_2/u					
	4⌀25+ +2⌀16 $F_a=23,65$	M Q nd_2/u					
	4⌀25+ +2⌀18 $F_a=24,72$	M F nd_2/u					
	4⌀25+ +2⌀20 $F_a=25,91$	M Q nd_2/u					
	4⌀25+ +2⌀22 $F_a=27,23$	M Q nd_2/u					
	6⌀25 $F_a=29,45$	M Q nd_2/u					
	2⌀28+ +4⌀25 $F_a=31,95$	M Q nd_2/u					

Примечания: 1. Таблица составлена для бетона марки 200 ($R_и=100$ *кг/см²*), арматуры из стали класса А-II ($R_a=2700$ *кг/см²*). При стали класса А-III площадь продольной арматуры F_a, найденная в таблице, умножается на 0,8.

Диаметр d_1 монтажной арматуры принимается на 2—3 *мм* больше диаметра d_2 — поперечных стержней, но не менее 10 *мм*.

Пример. Рассчитать однопролетную балку при следующих данных: $l=7,20$ *м*; $q=2,74$ *тм*; бетон марки 200; арматура из стали класса А-II.

Определяем усилия в балке: $M_p=0,125\,gl^2=0,125\cdot2,74\cdot7,2^2=17,75$ *тм*; $Q=0,5\,gl=0,5\cdot2,74\cdot7,2=9,85$ *т*.

Продолжение табл. I. 17

сечения балки $b \times h$ в *см*

b = 15 при h, равном				b = 20 при h, равном			b = 25 при h, равном			b = 30 при h, равном		
30	40	50	60	40	50	60	50	60	70	60	70	80
		11,50 12,30 2.8/20	14,70 15,10 2.8/20	9,75 11,20	13,10 14,2 2.8/20	16,40 17,6	13,60 15,9	16,90 19,4 2.8/20	20,3 23,0	17,3 22,1	20,6 25,0 2.8/20	23,5 29,1
		12,35 15,20 3.8/20	16,10 18,60 3.8/20	10,40 13,30	14,10 17,60 3.8/20	17,9 21,60	14,70 19,60	18,50 24,00 3.8/20	22,20 28,3	18,90 27,30	22,6 31,10 3.10/20	26,6 36,00
			17,10 18,60 3.8/20	11,20 13,30	15,2 17,6 3.8/20	19,2 21,60	15,90 19,60	20,00 24,00 3.8/20	24,00 28,3	20,50 27,3	24,60 31,10 3.8/20	28,40 36,00
			18,40 23,30 3.10/20	12,0 17,1	15,40 22,00 3.10/20	20,10 26,00	17,60 24,60	22,30 30,00 3.10/20	27,00 35,40	23,00 34,10	27,70 39,00 3.10/20	32,2 45,00
					16,70 22,00 3.10/20	22,00 26,90 3.10/20	19,30 24,60	24,60 30,90 3.10/20	30,80 35,40	25,40 34,10	30,60 39,00 3.10/20	35,90 45,00
						23,6 26,90 3.10/20	19,50 24,60	25,00 30,00 3.10/20	31,10 35,40	26,00 34,10	31,80 39,00 3.10/20	37,6 45,00
						24,30 26,90 3.10/20	19,80 24,60	25,70 30,00 3.10/20	31,80 35,40	26,90 34,10	32,7 39,0 3.10/20	38,50 45,00
							20,40 24,60	26,60 30,00 3.10/20	33,00 35,40	27,80 38,10	34,2 39,00 3.10/20	40,60 45,00
							20,80 24,60	27,50 30,00 3.10/20	34,10 35,40	28,80 34,10	35,40 39,0 3.10/20	42,10 45,00
							21,50 24,60	28,40 30,00 3.10/20	35,40 35,40	30,00 34,10	36,9 39,00 3.10/20	43,80 45,00
								29,40 30,00 3.10/20	36,70 35,40 3.10/20	30,90 34,10	38,20 39,00 3.10/20	45,10 45,00
								31,00 30,00 3.10/20	38,80 35,40 3.10/20	32,70 34,10	40,30 30,00 3.10/20	48,10 45,00
									40,80 42,5 3.12/20	34,70 41,00	42,30 46,70 3.12/20	51,20 53,50

Подбор сечения. По таблице принимаем: сечение балки $b \times h = 20 \times 60$ *см*; момент $M_{сеч} = 17{,}9$ *тм* $> 17{,}75$ *тм*; $B_{сеч} = 216$ *т* $> 9{,}85$; рабочая арматура $F_a = 2 \varnothing 22 + 2 \varnothing 20 = 13{,}22$ *см*^{2}; монтажная арматура $F_a' = 3 \varnothing 14$; шаг хомутов $u = 20$ *см*; $d_2 = 8$ *мм*.

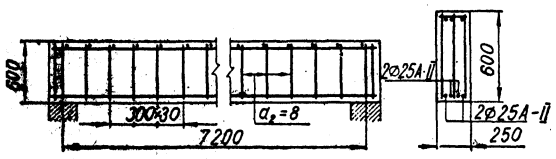


Таблица I. 18

Величины изгибающих моментов в *кгм* для расчета плит шириной $b=100$ *см* при бетоне марок 150 и 200

Стержни				Толщина плиты h в *см*								
R_a в *кг/см²*	d в *мм*	u в *см*	F_a в *см²*	5	6	7	8	9	10	12	14	16
3150 (сварные сетки из обыкновенной арматурной проволоки)	3	15	0,53	57	72	—	—	—	—	—	—	—
		10	0,71	76	96	118	138	—	—	—	—	—
	4	20	0,53	86	68	—	—	—	—	—	—	—
		15	0,95	101	128	154	181	208	235	—	—	—
		10	1,26	135	171	206	242	278	314	—	—	—
	5	20	0,98	102	130	157	186	213	241	—	—	—
		15	1,47	153	190	236	278	219	361	—	—	—
		10	1,96	204	260	315	371	426	482	—	—	—
	5,5	20	1,19	125	157	191	225	258	292	345	—	—
		15	1,78	188	236	286	338	387	432	517	—	—
		10	2,38	250	315	382	450	517	585	690	—	—
2500 (сварные сетки из обыкновенной арматурной проволоки)	6	20	1,41	117	149	181	212	245	276	326	—	—
		15	2,12	175	223	271	319	367	414	490	—	—
		10	2,83	234	298	362	425	490	552	652	—	—
	7	20	1,92	155	199	243	286	329	372	432	—	—
		15	2,88	222	298	363	428	493	557	655	—	—
		10	3,85	290	380	475	572	658	744	876	—	—
	8	20	2,51	—	—	318	375	431	487	574	685	—
		15	3,77	—	—	470	363	646	730	860	1025	—
		10	5,03	—	—	600	730	868	974	1148	1370	—
2100 (сетки из горячекатаной круглой (гладкой) стали класса А-I)	9	20	3,18	—	—	—	391	450	510	600	720	—
		15	4,76	—	—	—	586	675	765	900	1080	—
		10	6,36	—	—	—	750	880	1020	1200	1440	—
	10	20	2,92	—	—	—	—	556	632	740	890	—
		15	5,88	—	—	—	—	832	950	1110	1335	—
		10	7,85	—	—	—	—	1065	1230	1480	1780	—
	12	20	5,65	—	—	—	—	—	900	1060	1870	1480
		15	8,48	—	—	—	—	—	1150	1550	1900	2220
		10	11,31	—	—	—	—	—	1640	1990	2460	2900
	14	20	7,70	—	—	—	—	—	—	1320	1710	2000
		15	11,5	—	—	—	—	—	—	1940	2450	2900
		10	15,39	—	—	—	—	—	—	2480	3100	3600
	16	20	10,05	—	—	—	—	—	—	—	2050	2590
		15	15,07	—	—	—	—	—	—	—	3000	3640
		10	20,11	—	—	—	—	—	—	—	3750	4000

Пример 12. Найти площадь сечения рабочих стержней сварной сети F_a при таких данных: расчетный изгибающий момент $M=440$ *кгм*; $b=100$ *см*; $h_0=6{,}5$ *см*; бетон марки 150 ($R_u=80$ *кг/см²*); арматура из стали класса А-I ($R_a=2100$ *кг/см²*). По формуле (I.40) определяем коэффициент A_0

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_и} = \frac{44\,000}{100 \cdot 6{,}5^2 \cdot 80} = 0{,}130.$$

В табл. I.16 коэффициенту $A_0 = 0{,}130$ соответствует $\gamma_0 = 0{,}93$.

По формуле (I.41) при $\gamma_0 = 0{,}93$ находим $F_а$

$$F_а = \frac{M}{\gamma_0 h_0 R_а} = \frac{44\,000}{0{,}93 \cdot 6{,}5 \cdot 2100} = 3{,}45 \text{ см}^2.$$

По табл. 16 приложения принимаем соответствующее число стержней.

При применении сварных сеток из обыкновенной арматурной проволоки диаметром до 5,5 *мм* ($R_а = 3150$ *кг/см*^{2}) площадь арматуры

$$F_а = \frac{44\,000}{0{,}93 \cdot 6{,}5 \cdot 3150} = 2{,}30 \text{ см}^2.$$

Задачи типа 2 — определение размеров поперечного сечения b и h_0 и площади сечения арматуры $F_а$ при заданном расчетном изгибающем моменте M и марке бетона ($R_и$) — решаются в таком порядке.

Задаются оптимальным процентом армирования (величиной $\alpha = 0{,}2 \div 0{,}4$ для балок и $\alpha = 0 \div 0{,}2$ для плит) и шириной b в пределах $(0{,}5 \div 0{,}25)\ h$; в табл. I.16 по строке α находят коэффициент r_0.

Полезную высоту сечения h_0 определяют по формуле

$$h_0 = r_0 \sqrt{\frac{M}{bR_и}}. \qquad (I.43)$$

После определения величины h_0 задача типа 2 сводится к задаче типа 1, т. е. к определению (по известным размерам b и h_0) площади сечения арматуры $F_а$ по формулам (I.40) и (I.41).

Пример 13. Определить размеры сечения балки b и h_0 и площадь сечения продольной арматуры $F_а$ при $M = 12900$ *кгм*. Задаемся величиной коэффициента $\alpha = 0{,}36$; бетон марки 200 ($R_н = 100$ *кг/см*^{2}) и $b = 16$ *см*.

В табл. I.16 по строке $\alpha = 0{,}36$ находим коэффициент $r_0 = 1{,}84$.

По формуле (I.43) определяем полезную высоту сечения

$$h_0 = r_0 \sqrt{\frac{M}{bR_и}} = 1{,}84 \sqrt{\frac{1\,290\,000}{16 \cdot 100}} = 52{,}4 \text{ см}.$$

Полная высота сечения $h = h_0 + a = 52{,}4 + 5 = 57{,}4$ *см*.

Округляя, принимаем $h = 60$ *см* и $h_0 = 55$ *см*.

По формуле (I.40) определяем коэффициент A_0

$$A_0 = \frac{M}{bh^2 R_и} = \frac{1\,290\,000}{16 \cdot 55^2 \cdot 100} = 0{,}267.$$

По табл. I.16 коэффициенту $A_0 = 0{,}267$ соответствует $\gamma_0 = 0{,}842$. По формуле (I.41) при $\gamma_0 = 0{,}842$ и стали класса А-II ($R_а = 2700$ *кг/см*^{2}) находим площадь арматуры $F_а$

$$F_а = \frac{M}{\gamma h_0 R_а} = \frac{1\,290\,000}{0{,}842 \cdot 55 \cdot 2700} = 10{,}3 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 ∅ 20 А-II + 2 ∅ 16 А-II; $F_а = 6{,}28 + 4{,}02 = 10{,}3$ *см*^{2}.

Для подбора прямоугольных сечений изгибаемых элементов — плит и балок — приведены табл. I. 17 и I. 18. В них помещены три переменные величины, зависящие одна от другой: размеры сечения $b \times h$; площадь арматуры $F_а$ и усилия M и Q, которые могут быть восприняты сечением.

По двум заданным величинам можно найти третью (искомую) величину: зная величину изгибающего момента M, находят в таблице соответствующие размеры сечения $b \times h$ и площадь арматуры $F_а$; задавшись размерами сечения $b \times h$ и площадью арматуры $F_а$, находят в таблице величину момента, который может быть воспринят сечением — несущую способность сечения.

Примеры расчета приведены в таблицах.

ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ СЕЧЕНИЯ С ДВОЙНОЙ АРМАТУРОЙ

Железобетонные элементы, работающие на изгиб, как правило, должны подбираться с одиночной арматурой, так как ставить арматуру в сжатой зоне сверх монтажной экономически невыгодно. В сжатой зоне обычно помещают монтажную арматуру F'_a, площадь которой по отношению к площади растянутой арматуры F_a составляет 10—15%. В сечениях на опорах площадь сжатой арматуры может составлять 40—50% и более от площади растянутой, так как к опоре обычно доводят стержни из примыкающих к ней пролетов. Кроме того, сжатую арматуру помещают в сечениях, работающих на знакопеременный момент. Если при подборе сечений учесть наличие указанной арматуры в сжатой зоне сечений, увеличивается плечо внутренней пары сил z и уменьшается площадь сечения растянутой арматуры. Этот случай не следует смешивать со случаем армирования сжатой зоны с целью увеличения несущей способности.

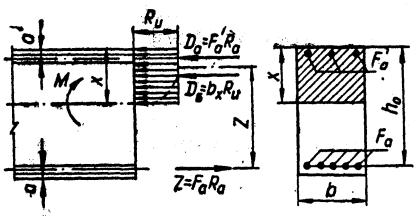


Рис. I.50. Прямоугольное сечение с двойной арматурой.

Двойное армирование (рис. I.50) применяется в тех случаях, когда требуется небольшая высота сечения, несущая способность которого (при предельной одиночной арматуре) $M_{сеч} < M$. Несущую способность сечения с двойной арматурой $M_{сеч}$ можно представить состоящей из двух моментов

$$M_{сеч} = M_1 + M', \tag{I.44}$$

где M_1 — часть момента, воспринимаемая сжатой зоной бетона bx с плечом $(h_0 - 0{,}5\,x)$ при одиночном предельном армировании;

$$M_1 = R_и bx\,(h_0 - 0{,}5x); \tag{I.45}$$

M' — остальная часть момента, воспринимаемая сжатой арматурой F'_a с плечом внутренней пары сил $(h_0 - a')$;

$$M' = F'_a R'_{a.c}\,(h_0 - a'). \tag{I.46}$$

Подбор прямоугольных сечений с двойной арматурой производится по формуле

$$M \leqslant R_и bx\,(h_0 - 0{,}5x) + R_{a.c}F'\,(h_0 - a'), \tag{I.47}$$

где F'_a и a'—площадь сжатой арматуры и расстояние от центра арматуры F'_a до сжатой грани сечения.

Все остальные обозначения те же, что в рассмотренных выше формулах.

Высота сжатой зоны (положение нейтральной оси) определяется из условия равенства проекций усилий на ось элемента по формуле

$$R_и bx = R_a F_a - R_{a.c}F'_a, \tag{I.48}$$

откуда

$$x = \frac{R_a\,(F_a - F'_a)}{R_и b}. \tag{I.49}$$

Сечение сжатой зоны бетона при двойном армировании должно удовлетворять (при бетоне марки 400 и ниже) условию (I.34), а также условию

$$x \geqslant 2a'. \tag{I.50}$$

Если условие (I.50) невыполнимо, сжатая арматура в расчете не учитывается.

При подборе сечений с двойной арматурой, как и с одиночной, возможны два типа задач.

Задача типа 1 — по заданному моменту $M > M_{сеч}$, размерам сечения $b \times h$, марке бетона и классу стали определить площадь сечения сжатой и растянутой арматуры F_a' и F_a — решается в таком порядке.

Определяют величину коэффициента A_0 по формуле (I.40)

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_и}.$$

Если $A_0 > 0{,}4$, сжатую зону сечения необходимо усилить сжатой арматурой F_a'.

Далее определяют площадь сечения сжатой F_a' и растянутой F_a арматуры. При бетоне марки 400 и ниже величина F_a' равна

$$F_a' = \frac{M - 0{,}4bh_0^2 R_и}{R_{a.c}(h_0 - a')}; \qquad (I.51)$$

площадь сечения растянутой арматуры, когда $M > M_{сеч}$,

$$F_a = F_a' + \frac{0{,}55bh_0 R_и}{R_a}. \qquad (I.52)$$

В формулу (I.47) подставляют найденные величины F_a' и F_a и проверяют несущую способность сечения $M_{сеч}$, которая должна быть больше или равна M — расчетному моменту.

Пример 14. Рассчитать сечение балки при следующих данных: расчетный изгибающий момент $M = 20{,}4$ *тм*; размеры сечения балки $b = 20$ *см*, $h = 50$ *см*, $a = 4$ *см*, $a' = 3$ *см*; бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см²*): арматура — сталь класса А-II ($R_a = 2700$ *кг/см²*). Найти площадь сечения арматуры.

По формуле (I.40) вычисляем A_0

$$A_0 = \frac{2\,040\,000}{20 \cdot 46^2 \cdot 100} = 0{,}48.$$

Так как $A_0 = 0{,}48 > 0{,}40$, сжатую зону усиливаем сжатой арматурой F_a'.

По формуле (I.51) находим величину F_a'

$$F_a' = \frac{2\,040\,000 - 0{,}4 \cdot 20 \cdot 46^2 \cdot 100}{2700\,(46 - 3)} = 3 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 ∅ 14 А-II ($F_a' = 3{,}1$ *см²*).

По формуле (I.52) определяем величину F_a

$$F_a = 3{,}1 + \frac{0{,}55 \cdot 20 \cdot 46 \cdot 100}{2700} = 21{,}8 \text{ см}^2.$$

Высоту сжатой зоны бетона определяем по формуле (I.34)

$$x = 0{,}55h_0 = 0{,}55 \cdot 46 = 25{,}5.$$

По формуле (I.47) определяем несущую способность сечения

$$M_{сеч} = 100 \cdot 20 \cdot 25{,}5\,(46 - 0{,}5 \cdot 25{,}5) + 2700 \cdot 3{,}1\,(43 - 6) = 2\,050\,000 \text{ кгсм} =$$
$$= 20{,}5 \text{ тм} \approx M = 20{,}4 \text{ тм}.$$

Порядок решения задач типа 2 — по заданному моменту $M \leqslant M_{сеч}$, размерам сечения $b \times h$, марке бетона, классу стали и площади сжатой арматуры F_a' определить площадь сечения растянутой арматуры F_a — можно проследить на примере.

Пример 15. Найти площадь растянутой арматуры в балке, работающей на знакопеременный момент $+M = 25{,}85$ *тм* и $-M = 16{,}0$ *тм* при следующих данных: размеры

поперечного сечения $b \times h = 25 \times 55$ *см*; $a = 4$ *см*; $a' = 3{,}5$ *см*; $h_0 = 55 - 4 = 51$ *см*; бетон марки 200 ($R = 100$ *кг/см²*); сталь класса А-II ($R_a = 2700$ *кг/см²*).

Определяем площадь сечения сжатой арматуры F'_a, которая могла бы воспринять отрицательный момент $M' = -16{,}0$ *тм* по формуле (I.46)

$$F'_a = \frac{M}{R_{a.c}(h_0 - a')} = \frac{1\,600\,000}{2700\,(51 - 3{,}5)} = 12{,}5 \text{ см}^2.$$

Момент M_1, воспринимаемый сжатой зоной бетона и соответствующей растянутой арматурой F_a,

$$M_1 = M - M' = 25{,}85 - 16{,}0 = 9{,}85 \text{ тм}.$$

Определяем коэффициент A_0 по формуле (I.40)

$$A_0 = \frac{M_1}{bh_0^2 R_и} = \frac{985\,000}{25 \cdot 51^2 \cdot 100} = 0{,}152.$$

По табл. I.16 найденному $A_0 = 0{,}152$ соответствует $\gamma_0 = 0{,}917$.

Определяем площадь растянутой арматуры F_a.

Когда $M < M_{сеч}$, величину F_a определяют по формуле

$$F_a = F'_a + \frac{M_1}{\gamma_0 h_0 R_a} \qquad (I.53)$$

Подставим в формулу (I.53) величины $F'_a = 12{,}5$ *см²* и $M_1 = 9{,}85$ *тм*

$$F_a = 12{,}5 + \frac{985\,000}{0{,}917 \cdot 51 \cdot 2700} = 20{,}3 \text{ см}^2.$$

Для сравнения определим площадь сечения растянутой арматуры F_a по моменту $M = 25{,}85$ *тм* (заданному) без учета работы сжатой арматуры F'_a, уложенной в сжатой зоне, чтобы воспринять растягивающее усилие при действии отрицательного момента $-M' = 16{,}0$ *т/м*.

Коэффициент A_0 по формуле (I.40)

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_и} = \frac{2\,585\,000}{25 \cdot 51^2 \cdot 100} = 0{,}398.$$

По табл. I.16 величине $A_0 = 0{,}398 < 0{,}400$ соответствует $\gamma_0 = 0{,}728$; по формуле (I.41) площадь сечения растянутой арматуры

$$F_a = \frac{M}{\gamma_0 h_0 R_a} = \frac{2\,585\,000}{0{,}728 \cdot 51 \cdot 2700} = 25{,}8 \text{ см}^2.$$

Как видно из рассмотренного примера, учет сжатой арматуры дает экономию стали 25,8—20,3=5,5 *см²* или 21%.

ТАВРОВЫЕ СЕЧЕНИЯ С ПОЛКОЙ, РАСПОЛОЖЕННОЙ В СЖАТОЙ ЗОНЕ

Полки балок таврового сечения (рис. I.51) воспринимают усилия сжатия, если имеется связь плиты с ребром. Эта связь обеспечивается сопротивлением бетона скалыванию в местах примыкания плиты к ребру

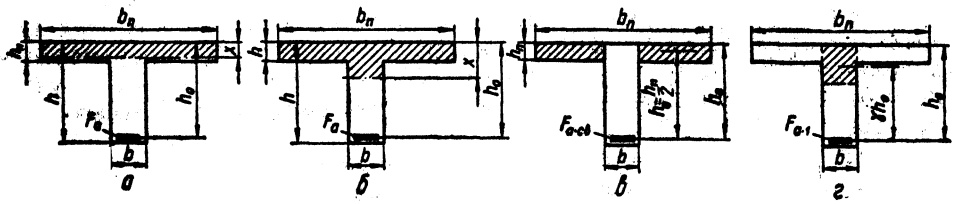


Рис. I.51. Балки таврового сечения:

а — нейтральная ось пересекает полки; *б* — то же, ребро; *в* — работа свесов плиты; *г* — то же, ребра.

и арматурой плиты, расположенной перпендикулярно к ребру. Тавровые сечения применяются как в отдельных железобетонных элементах, где

плита представляет консольные свесы, так и в составе конструкций (плита монолитных ребристых перекрытий). Как правило, тавровые сечения армируются одиночной арматурой.

Нормы ограничивают длину свесов, вводимую в расчет, такими пределами:

свес в каждую сторону от ребра не должен превышать половины расстояния в свету между соседними ребрами и $^1/_6$ пролета рассчитываемого элемента;

в ребристых перекрытиях при $h_п < 0{,}1\,h$ вводимая в расчет величина свеса в каждую сторону от ребра не должна превышать $6\,h_п$;

для отдельных балок таврового сечения (при консольных свесах полки) вводимая в расчет величина свесов полки в каждую сторону от ребра должна составлять: при $h_п \geqslant 0{,}1\,h$ не более $6\,h_п$; при $0{,}05\,h \leqslant h_п < 0{,}1\,h$ — не более $3\,h_п$.

При толщине плиты $h_п < 0{,}05\,h$ консольные свесы полки в расчет не вводятся и сечение элемента рассматривается как прямоугольное шириной b.

Расчет элементов таврового сечения с полкой, расположенной у сжатой грани сечения, предусматривает два случая.

1. Усилие сжатия в сечении меньше усилия, которое в состоянии воспринять плита. При заданном расчетном изгибающем моменте M, заданных размерах поперечного сечения $b_п$, $h_п$ и h_0 (рис. I.51, *а*) и расчетном сопротивлении бетона $R_н$ удовлетворено условие

$$\frac{M}{h_0 - 0{,}5h_п} \leqslant R_н b_п h_п. \qquad (I.54)$$

Из неравенства следует, что нейтральная ось расположена в пределах плиты. В этом случае тавровое сечение рассчитывают как прямоугольное шириной $b_п$, и площадь сечения продольной арматуры определяют по формуле

$$F_а = \frac{M}{R_а (h_0 - 0{,}5h_п)}. \qquad (I.55)$$

2. Усилие в сжатой зоне больше усилия, которое может воспринять плита, т. е. условие (I.54) не удовлетворено, нейтральная ось пересекает ребро (рис. I.51, *б*) и тавровое сечение рассчитывают с учетом работы свесов плиты и сжатого бетона в ребре. В этом случае момент, изгибающий балку, рассматривается как состоящий из двух моментов

$$M = M_{св} + M_1, \qquad (I.56)$$

где $M_{св}$ — момент, который воспринимают свесы плиты (рис. I.51, *в*);
M_1 — момент, который воспринимает сжатая зона ребра шириной b без свесов плиты (рис. I.51, *г*).

Величины моментов $M_{св}$ и M_1 определяют по формулам:

$$M_{св} = 0{,}8\,(b_п - b)\,h_п R_н\,(h_0 - 0{,}5h_п); \qquad (I.57)$$

$$M_1 = M - M_{св}. \qquad (I.58)$$

Площадь сечения продольной арматуры, когда нейтральная ось пересекает ребро, складывается из площадей арматуры $F_{а.св}$ и $F_{а_1}$, необходимых для восприятия моментов $M_{св}$ и M_1. Их величины при заданных размерах поперечного сечения и расчетном сопротивлении арматуры определяют по формулам:

$$F_{а.св} = \frac{M_{св}}{R_а (h_0 - 0{,}5h_п)}; \qquad (I.59)$$

$$F_{a_1} = \frac{M_1}{R_a \gamma_0 h_0}, \qquad (I.60)$$

где γ_0 — коэффициент, помещенный в табл. I.16, определяемый по формулам для расчета прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

Второй случай обычно встречается при расчете тавровых сечений с небольшими полками.

Таким образом, при расчете тавровых сечений по приведенным формулам необходимо заранее знать размеры поперечных сечений элементов. Полезная высота таврового сечения h_0 может быть предварительно определена по формуле

$$h_0 = c\sqrt{M}, \qquad (I.61)$$

где M — расчетный момент в *тм*;

c — коэффициент, равный 10—15, в зависимости от марок стали, бетона и ширины плиты $b_п$; меньшую величину c принимают при арматуре и бетоне больших прочностей.

Пример 16. Определить площадь сечения продольной арматуры второстепенной балки монолитного ребристого перекрытия при расстоянии между осями ребер $b_п = 200$ *см*; $h_п = 6$ *см*; $b = 20$ *см* (рис. I.52, *а*). Величина расчетного изгибающего момента $M = 13{,}7$ *тм*, бетон марки 150 ($R_и = 80$ *кг/см²*); арматура — сталь класса А-II ($R_a = 2700$ *кг/см²*).

Предварительно полезную высоту балки таврового сечения определяем по формуле (I.61)

$$h = c\sqrt{M} = 12\sqrt{13{,}7} = 44{,}5 \text{ см}.$$

Принимаем $h_0 = 46$ *см*.

Проверяем, удовлетворяют ли размеры принятого сечения условию (I.54)

$$\frac{M}{h_0 - 0{,}5h_п} = \frac{1\,370\,000}{46 - 0{,}5 \cdot 6} = 31\,800 \text{ кг} < R_и b_п h_п = 80 \cdot 200 \cdot 6 = 96\,000 \text{ кг}.$$

Так как условие (I.54) удовлетворено, сечение продольной арматуры определяем по формуле (I.55)

$$F_a = \frac{M}{R_a(h_0 - 0{,}5h_п)} = \frac{1\,370\,000}{2700\,(46 - 0{,}5 \cdot 6)} = 11{,}8 \text{ см}^2.$$

По табл. 15 приложения принимаем 4 ∅ 20 А-II.

Пример 17. Определить площадь сечения продольной арматуры F_a в сборном железобетонном ригеле с размерами, приведенными на рис. 1.52, *б*. Дано: $M = 13{,}7$ *тм*; бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см²*); арматура — сталь класса А-II ($R_a = 2700$ *кг/см²*). Проверяем, удовлетворяют ли размеры принятого сечения условию (I.54).

Усилие сжатия, действующее в плите,

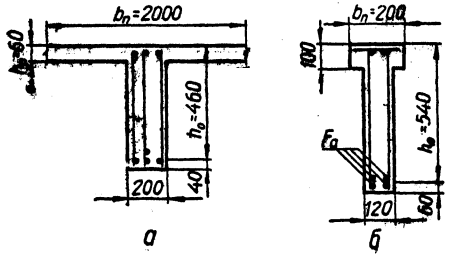


Рис. I.52. К примерам 16 (а) и 17 (б).

$$\frac{M}{h_0 - 0{,}5h_п} = \frac{1\,370\,000}{(54 - 0{,}5 \cdot 10)} = 28\,000 \text{ кг} = 28 \text{ т}.$$

Усилие сжатия, которое может воспринять полка сечения,

$h_п = 10$ *см*, $b_п = 20$ *см* и $R_и = 100$ *кг/см*;

$$R_и b_п h_п = 100 \cdot 20 \cdot 10 = 20\,000 \text{ кг} = 20 \text{ т} < 28 \text{ т}.$$

Так как условие (I.54) не удовлетворено, расчет производим с учетом работы сжатого бетона ребра.

Величина момента $M_{св}$, которую могут воспринять свесы плиты, по формуле (I.57)

$$M_{св} = 0{,}8(b_п - b)h_п R_и(h_0 - 0{,}5h_п) = 0{,}8(20 - 12)10 \cdot 100(54 - 0{,}5 \cdot 10) = 313\,000 \text{ кгсм} = 3{,}13 \text{ тм}.$$

Величина момента M_1, которую воспринимает ребро сечения, определяется по формуле (I.58)

$$M_1 = M - M_{св} = 13{,}7 - 3{,}13 = 10{,}57 \text{ тм}.$$

Площадь арматуры $F_{а.св}$ определяется по формуле (I.59)

$$F_{а.св} = \frac{M_{св}}{R_а (h_0 - 0{,}5h_п)} = \frac{313\,000}{2700\,(54 - 0{,}5 \cdot 10)} = 2{,}56 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры $F_{а_1}$ вычисляем по формулам, по которым рассчитываются прямоугольные сечения.

Коэффициент A_0 находим по формуле (I.40)

$$A_0 = \frac{M_1}{bh_0^2 R_и} = \frac{1\,057\,000}{12 \cdot 54^2 \cdot 100} = 0{,}302.$$

По табл. I.16 находим коэффициент $A_0 = 0{,}302$ и соответствующий ему коэффициент $\gamma_0 = 0{,}814$.

По формуле (I.60) находим площадь сечения арматуры $F_{а_1}$

$$F_{а_1} = \frac{M_1}{R_а \gamma_0 h_0} = \frac{1\,057\,000}{2700 \cdot 0{,}814 \cdot 54} = 8{,}9 \text{ см}^2.$$

Полная площадь сечения продольной арматуры

$$F_а = F_{а.св} + F_{а_1} = 2{,}37 + 8{,}9 = 11{,}27 \text{ см}^2.$$

По табл. 15 приложения принимаем 4∅20А-II.

КОРОБЧАТЫЕ (МНОГОПУСТОТНЫЕ) СЕЧЕНИЯ

Элементы коробчатых (многопустотных) сечений (рис. I.53, *а*) при работе на изгиб рассматриваются как эквивалентные двутавровые, а рассчитываются как тавровые (рис. I.53, *б*). Ширина ребра эквивалентного таврового сечения принимается равной сумме толщин ребер сечения $b = \Sigma b_i$, а площадь рабочей арматуры — равной площади всех стержней, уложенных в нижней растянутой плите сечения. Плита при малом расстоянии между ребрами армируется конструктивно, а ребра армируются сварными каркасами по расчету.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

Изгибаемые элементы согласно СНиП должны проверяться на прочность по наклонным сечениям (рис. I.54).

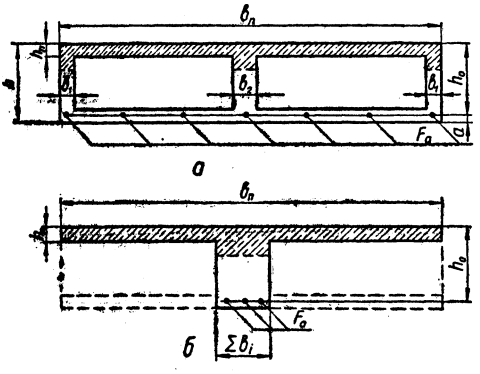


Рис. I.53. Коробчатые (многопустотные) панели:
а — нормальное сечение; *б* — расчетная схема.

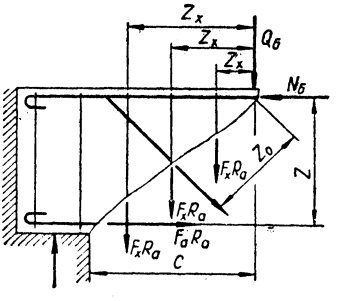


Рис. I.54. Расчетная схема наклонного сечения.

Расчет состоит в определении диаметра и шага поперечных стержней или хомутов, устанавливаемых по всей длине изгибаемого элемента,

и площади отгибов, устраиваемых обычно под углом 45° к продольной оси у опор. Хомуты и отгибы совместно с бетоном сжатой зоны воспринимают всю поперечную силу.

Расчет поперечных стержней и отгибов можно не производить, если соблюдено условие

$$Q \leqslant bhR_{р}. \qquad (I.62)$$

Если соблюдено условие (I.62), вся поперечная сила воспринимается бетоном. В этом случае поперечная арматура устанавливается конструктивно без расчета.

Когда условие (I.62) не соблюдено, поперечная арматура устанавливается по расчету, причем размеры сечений должны удовлетворять условие

$$Q \leqslant 0{,}25bhR_{и}. \qquad (I.63)$$

При переменной ширине ребра b в формулы (I.62) и (I.63) вводят наименьшую ширину ребра.

Чтобы не произошло разрушение балки по наклонному сечению, должны быть удовлетворены два предельных условия прочности: по изгибающему моменту и поперечной силе.

Предельное условие по изгибающему моменту (см. рис. I.54)

$$M \leqslant R_{а}F_{а}z + \Sigma R_{а.х}F_{0}z_{0} + \Sigma R_{а.х}F_{х}z_{х}, \qquad (I.64)$$

где $F_{а}$ — площадь сечения всей растянутой продольной арматуры в рассматриваемом сечении;

F_{0} — площадь сечения всех отогнутых стержней, расположенных в одной наклонной к оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

$F_{х}$ — площадь сечения всех поперечных стержней (ветвей хомутов), расположенных в одной нормальной к оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение ($F_{х} = fn$ — площадь сечения одной ветви f, умноженная на число ветвей n);

z, z_{0} и $z_{х}$ — расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона до плоскостей расположения соответственно продольной арматуры, отгибов и хомутов.

Формула (I.64) показывает, что расчетный момент внешней нагрузки не должен превышать суммарного момента расчетных усилий в пересеченных наклонным сечением стержнях арматуры относительно центра тяжести сжатой зоны бетона.

Проверка прочности по условию (I.64) в практике требуется крайне редко, так как она становится излишней, если соблюдены основные правила конструирования.

Расстояние между хомутами, а также между концом предыдущего и

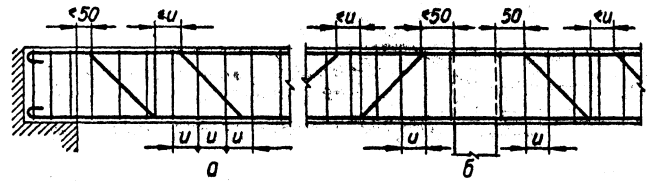


Рис. I.55. Расположение отгибов:
а — у свободной опоры; *б* — у промежуточной опоры.

началом последующего отгиба (в тех случаях, когда хомуты и отгибы требуются по расчету) должно быть не более величины $u_{макс}$, определяемой по формуле (рис. I.55)

$$u_{макс} = \frac{0{,}1R_{и}bh_{0}^{2}}{Q}. \qquad (I.65)$$

При этом согласно указаниям норм поперечные стержни (хомуты) должны ставиться всегда в балках и ребрах высотой более 300 *мм*.

В балках и ребрах высотой от 150 до 300 *мм* поперечные стержни (если они не требуются по расчету) должны быть поставлены у концов элемента на длине не менее $^1/_4$ его пролета. При высоте балок и ребер менее 150 *мм* допускается не ставить поперечную арматуру, если соблюдено условие (I.60).

Допускается также не ставить поперечную арматуру в многопустотных сборных настилах высотой 300 *мм* и менее, а также в аналогичных часторебристых конструкциях из тяжелого бетона на тех участках, где соблюдается условие

$$Q \leqslant \sqrt{0{,}6R_{\text{и}}bh_0^2g_1}, \qquad (I.66)$$

где g_1 — равномерно распределенная нагрузка, включающая половину собственного веса элемента и остальную часть постоянной равномерно распределенной нагрузки;

b — сумма минимальных толщин стенок многопустотного настила или ребер часторебристой конструкции на ширине сборного элемента, для которой определена сила Q.

В балках и ребрах, где не соблюдается условие (I.62), расстояние между поперечными стержнями (хомутами) рассчитывается и при отсутствии отогнутых стержней должно быть: при высоте $h \leqslant 45$ *см* — не более $^1/_2 h$ и не более 150 *мм*; при высоте $h > 45$ *см* — не более 150 *мм*; при высоте $h > 45$ *см* — не более $^1/_3 h$ и не более 300 *мм*.

2. Расстояние от грани свободной опоры до начала первого отгиба должно быть не более 5 *см*. Начало любого отгиба в растянутой зоне должно отстоять от сечения n—n, в котором отгибаемый стержень полностью используется по моменту, не менее чем на 0,5 h_0, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того сечения, в котором отгиб не требуется по эпюре моментов (рис. I.56).

Места обрывов пролетной и опорной арматуры устанавливаются по эпюре изгибающих моментов (рис. I.57). Расстояние от сечения, в кото-

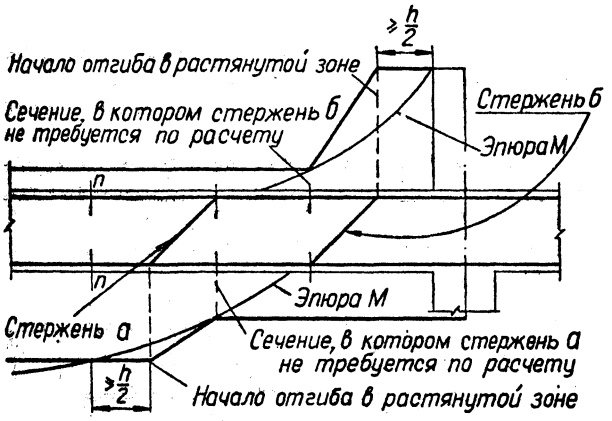


Рис. I.56. Увязка начала отгиба с эпюрой моментов.

ром стержень (каркас) по расчету не требуется, до места обрыва определяется в соответствии с § 7.40 СНиП II-В.1—62*.

Предельное условие по поперечной силе

$$Q \leqslant \Sigma R_{\text{а.х}}F_0 \sin\alpha + \Sigma R_{\text{а.х}}F_{\text{х}} + Q_{\text{б}}, \qquad (I.67)$$

где Q — расчетная поперечная сила у конца наклонного сечения в сжатой зоне;

α — угол наклона отогнутых стержней к продольной оси.

Расчет изгибаемого элемента по поперечной силе должен производиться в следующих местах элемента:

в сечениях, проходящих через грань опоры (см. рис. I.56);

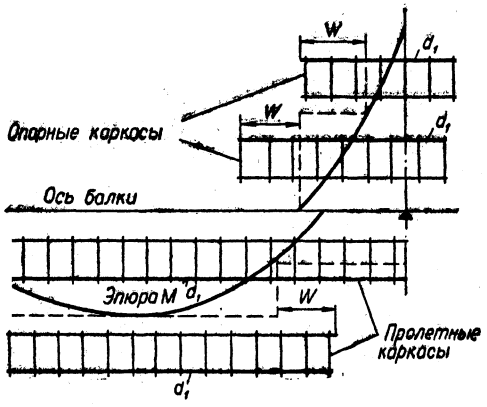


Рис. I.57. Схема обрывов сварных каркасов в пролете неразрезной балки.

в сечениях, проходящих через расположенные в растянутой зоне начала отгибов;

в сечениях, проходящих через расположенные в растянутой зоне точки изменения интенсивности постановки хомутов.

В элементах из тяжелого бетона предельную поперечную силу $Q_{х.б}$, воспринимаемую хомутами и бетоном (при равных расстояниях между хомутами по длине балки), определяем по формуле

$$Q_{х.б} = \sqrt{0{,}6 R_u b h_0^2 q_х} - q_х u. \quad (I.68)$$

Здесь $q_х$ — предельное усилие в хомутах (поперечных стержнях) на единицу длины элемента, вычисляемое по формуле

$$q_х = \frac{R_{а.х} f_х n}{u}, \quad (I.69)$$

где $f_х$ — сечение одной ветви хомута;

n — число ветвей хомутов в одном сечении элемента;

u — расстояние между хомутами по длине элемента.

Усилие $q_х$ на единицу элемента, которое может быть воспринято односрезным хомутом (поперечным стержнем) из сталей класса А-I, А-II,

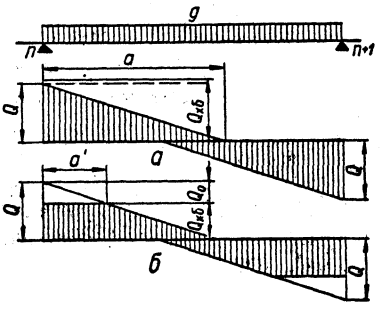


Рис. I.58. Эпюра Q при распределенной нагрузке:

а — поперечная сила Q воспринимается хомутами; *б* — поперечная сила воспринимается хомутами и отгибами.

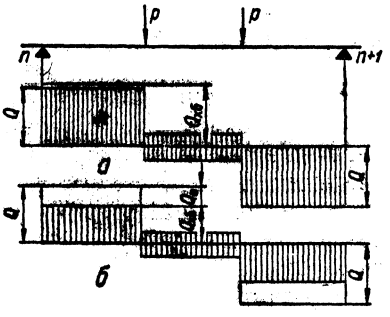


Рис. I.59. Эпюра Q при сосредоточенной нагрузке:

а — поперечная сила Q воспринимается хомутами; *б* — поперечная сила воспринимается хомутами и отгибами.

обыкновенной арматурной проволоки при шаге $u = 100 \div 500$ *мм*, приведено в табл. I.19.

В балках, армированных сварными каркасами, шаг u и сечение поперечных стержней f должны быть такими, чтобы они восприняли всю поперечную силу Q (рис. I.58, *а* и I.59, *а*), т. е. должно быть выполнено условие

$$Q \leqslant Q_{х.б}, \quad (I.70)$$

Таблица I. 19

Предельные усилия q_x в *кг/см* в односрезных хомутах на единицу длины элемента

Марка стали	d_2	Шаг между поперечными стержнями *u* в *см* вдоль балки									
		10	12,5	15	20	25	30	35	40	45	50
Проволока арматурная обыкновенная	3	15,6	12,5	10,4	7,8	6,2	5,2	—	—	—	—
	3,5	21,1	16,9	14,1	10,5	8,4	7,0	6,0	—	—	—
	4	27,7	22,1	18,4	13,8	11,1	9,2	7,9	6,9	—	—
	4,5	34,8	27,8	23,2	17,4	13,9	11,6	10,0	8,7	7,6	—
	5	43,1	34,4	28,7	21,5	17,2	14,3	12,3	10,8	9,6	8,6
	5,5	52,3	42,6	34,8	26,1	20,9	17,4	14,9	13,1	11,6	10,4
	6	49,5	39,6	33,0	24,7	19,8	16,5	14,1	12,4	10,9	9,9
	7	67,5	54,0	45,0	33,7	27,0	21,5	19,2	16,9	15,9	13,5
	8	88,0	70,5	58,6	44,0	35,2	29,3	25,2	22,0	19,5	17,6
Сталь гладкая класса А-I	6	48,2	38,6	32,0	24,1	19,3	16,1	13,8	12,0	10,7	—
	7	65,5	52,4	43,6	32,7	26,2	21,8	18,7	16,4	14,5	13,1
	8	85,5	68,4	57,0	42,7	34,2	28,5	24,4	21,4	19,0	17,1
	9	108,0	86,2	72,0	54,0	43,1	36,0	30,8	27,0	24,0	21,6
	10	133,5	106,8	89,0	66,6	53,4	44,5	38,1	33,4	29,6	26,7
	12	192,0	153,5	128,0	96,0	76,6	64,0	54,8	48,0	42,5	38,4
Сталь периодического профиля класса А-II	10	168,5	135,0	112,5	84,2	67,1	56,0	47,5	42,0	37,4	33,7
	12	243,0	194,0	162,0	121,5	97,0	81,0	59,4	60,7	54,0	48,6

Примечание. С помощью таблицы может быть произведен расчет железобетонных балок прямоугольного сечения на поперечную силу Q. Расчет сводится к определению величины q_x по формуле (I.70) и к нахождению по таблице диаметра поперечных стержней d_2, шаги u между ними и числа ветвей n. Величины Q, b, h и $R_н$ обычно известны.

где Q — наибольшая поперечная сила в пределах наклонной плоскости;

$Q_{х.б}$ — предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны и поперечными стержнями-хомутами при равных расстояниях между ними и определяемая по формуле (I.68).

Расчет прочности балок, армированных сварными каркасами, производится в таком порядке.

Строят эпюру перерезывающих сил Q (рис. I.58, *а* и I.59, *а*). По максимальному значению Q, пользуясь формулой (I.62), проверяют, нужно ли рассчитывать поперечную арматуру. Если $Q \leqslant bhR_р$, хомуты (поперечные стержни) устанавливают без расчета из конструктивных соображений. Если $Q > bhR_р$, диаметр и шаг хомутов определяют расчетом.

Задаются диаметром d_2 поперечных стержней (табл. I.8) соответствующим диаметру d_1 продольных стержней каркаса. Определяют по формуле (I.66) шаг между поперечными стержнями по длине элемента.

По формуле (I.69) определяют величину предельного усилия в поперечных стержнях (хомутах) q_x в *кг* на единицу длины элемента, которое может быть воспринято при заданной марке стали (величину q_x можно найти и по табл. I.19).

По формуле (I.69) определяют несущую способность сечения $Q_{х.б}$ бетона и хомутов и сравнивают с поперечной силой Q, действующей в рассматриваемом сечении.

При $Q_{х.б} < Q$ увеличивают диаметр поперечных стержней d_2 или число ветвей n или уменьшают шаг u.

Расчет прочности балок, армированных поперечными стержнями и отгибами, производится для невыгоднейших наклонных сечений из условия

$$Q \leqslant Q_{х.б} + \Sigma F_0 R_{а.х} \sin \alpha, \qquad (I.71)$$

где Q — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через опору, начала отгибов;

$Q_{х.б}$ — предельная поперечная сила, воспринимаемая хомутами и бетоном;

ΣF_0 — площадь сечения всех отогнутых стержней, пересекающих наклонное сечение.

Площадь поперечного сечения отгибов, лежащих в одной плоскости, может быть найдена по формуле

$$F_0 = \frac{Q - Q_{х.б}}{R_{а.х} \sin \alpha}, \qquad (I.72)$$

где Q — расчетная сила в месте расположения данной плоскости отгибов;

α — угол наклона отгибов к оси балки.

Поперечная сила Q принимается:

для расчета отгибов первой плоскости — равной величине расчетной поперечной силы у грани опоры;

для расчета отгибов в каждой из последующих плоскостей — равной величине поперечной силы у нижней точки предыдущей плоскости отгибов (см. рис. I.56).

Отгибы обычно устанавливаются под углом 45°. В этом случае формула (I.72) принимает вид

$$F_0 = \frac{Q - Q_{х.б}}{0{,}71 R_{а.х}}. \qquad (I.73)$$

Пример 18. Рассчитать поперечную арматуру балки при таких данных: поперечная сила у грани опоры $Q = 14000$ *кг*; $b = 20$ *см*; $h = 50$ *см* ($h_0 = 46$ *см*); бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см²*; $R_р = 7{,}2$ *кг/см²*); поперечные стержни из стали класса А-I ($R_{а.х} = 1700$ *кг/см²*); диаметр продольных стержней $d_1 = 16$ *мм*.

По формуле (I.62) проверяем, нужно ли рассчитывать поперечную арматуру

$$bh_0R_р = 20 \cdot 46 \cdot 7{,}2 = 6620 \text{ кг} < Q = 14\,000 \text{ кг}.$$

Так как условие (I.62) не удовлетворено ($Q > bh_0R$), поперечная арматура должна быть определена по расчету.

По формуле (I.65) определяем максимальное расстояние между поперечными стержнями

$$u_{макс} = \frac{0{,}1 R_и b h_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 46^2}{14\,000} = 15{,}1 \text{ см}.$$

Из конструктивных условий (см. стр. 69) расстояние между поперечными стержнями (при $h = 50$ *см*) должно быть не более

$$u < \frac{h}{3} = \frac{50}{3} = 16{,}7 \text{ см}.$$

Принимаем наименьшую из полученных величин $u = 15$ *см*.

Задаемся диаметром поперечных стержней $d_2 = 8$ *мм* ($f_х = 0{,}5$ *см²*) и определяем по формуле (I.69) величину усилия $q_х$ при $R_{а.х} = 1700$ *кг/см²*

$$q_х = \frac{R_{а.х} f_х n}{u} = \frac{1700 \cdot 0{,}5 \cdot 2}{15} = 113 \text{ кг/см}.$$

По формуле (I.68) определяем несущую способность сечения $Q_{х.б}$ (бетона и хомутов) по поперечной силе

$$Q_{х.б} = \sqrt{0{,}6 R_и b h_0^2 q_х} - q_х u = \sqrt{0{,}6 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 46^2 \cdot 113} - 113 \cdot 15 =$$
$$= 15\,300 \text{ кг} > Q = 14\,000 \text{ кг}.$$

Пример 19. Подобрать поперечную арматуру ребра панели пролетом $l = 60$ *м*. Расчетная нагрузка на 1 *м* ребра $q = 480$ *кг*. Сечение ребра $b \times h = 10 \times 30$ *см*. Ребро армируется сварными каркасами без отгибов. Бетон марки 200 ($R_р = 7{,}2$ *кг/см²*).

Определяем поперечное усилие у грани опоры

$$Q = q\frac{l}{2} = 480\frac{6,0}{2} = 1440 \text{ кг}.$$

Проверяем условие (I.62)

$$bh_0R_р = 10 \cdot 27 \cdot 7,2 = 1940 \text{ кг} > Q = 1440 \text{ кг}.$$

Так как условие (I.62) соблюдено, расчета поперечной арматуры не требуется. Поперечные стержни принимаем из конструктивных соображений. При высоте ребра $h = 30$ *см* принимаем $u = 0,5\,h = 15$ *см* и $d_2 = 5$ *мм*.

Пример 20. Подобрать поперечную арматуру ребра панели по данным примера 20, но при $q = g + p = 1950$ *кг/м* и бетоне марки 200.

Определяем максимальное значение перерезывающей силы

$$Q = (g + p)\frac{l}{2} = 1950\frac{6,0}{2} = 5850 \text{ кг}.$$

Проверяем необходимость расчета поперечной арматуры

$$bh_0R_р = 10 \cdot 27 \cdot 7,2 = 1940 \text{ кг} < Q = 5850 \text{ кг}.$$

Так как $Q > bh_0R_р$, расчет необходим. Ребро армируем сварными каркасами без отгибов. Поэтому вся поперечная сила должна быть передана на хомуты (поперечные стержни) и на бетон.

Определяем максимальное расстояние u между поперечными стержнями по формуле (I.65)

$$u_{макс} = \frac{0,1R_нbh_0^2}{Q} = \frac{0,1 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 27^2}{5850} = 12,5 \text{ см}.$$

Из конструктивных условий расстояние между поперечными стержнями при $h = 30$ *см* должно быть не более

$$u < \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ см}.$$

Определяем по формуле (I.69) предельное усилие q_x при $d_2 = 6$ *мм* ($f_x = 0,28$ *см*), стали класса А-I ($R_{а.х} = 1700$ *кг/см*^{2}), $n = 2$, $u = 12,5$ *см*

$$q_x = \frac{R_{а.х}f_xn}{u} = \frac{1700 \cdot 0,28 \cdot 2}{12,5} = 75 \text{ кг/см}.$$

Определяем несущую способность сечения по формуле (I.68)

$$Q_{х.б} = \sqrt{0,6R_нbh_0^2q_x} - q_xu = \sqrt{0,6 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 27^2 \cdot 75} - 75 \cdot 12,5 =$$
$$= -4780 \text{ кг} < Q = 5850 \text{ кг}.$$

Так как поперечная сила больше несущей способности сечения, уменьшаем шаг до $u = 10$ *см* и повторяем расчет

$$q_x = \frac{1700 \cdot 0,28 \cdot 2}{10} = 95 \text{ кг/см};$$

$$Q_{х.б} = \sqrt{0,6 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 27^2 \cdot 95} - 95 \cdot 10 = 5500 < Q = 5850 \text{ кг}.$$

Расстояние между поперечными стержнями уменьшаем до 8 *см*.

Пример 21. Рассчитать поперечную арматуру (хомуты и отгибы) во второстепенной неразрезной балке при следующих данных (рис. I.60): расчетный пролет балки $l = 6,60$ *м*; расчетная нагрузка на 1 *м* балки $q = 3400$ *кг*; размеры поперечного сечения балки $b \times h = 25 \times 50$ *см* ($h_0 = 45$ *см*); бетон марки 200 ($R_р = 7,2$ *кг/см*^{2}); арматура — сталь класса А-I ($R_а = 2100$ *кг/см*^{2}).

По формуле (I.13) определяем величину поперечной силы у первой промежуточной опоры с учетом неразрезности балки

$$Q = 0,6ql = 0,6 \cdot 3400 \cdot 6,60 = 13\,050 \text{ кг}.$$

Определяем длину a эпюры поперечных сил

$$a = \frac{Q}{q} = \frac{13\,050}{3400} = 3,84 \text{ м}.$$

Строим эпюру поперечных сил (рис. I.60).

По формуле (I.62) проверяем, нужен ли расчет поперечной арматуры

$$bh_0R_р = 25 \cdot 45 \cdot 7,2 = 8100 \text{ кг} < Q = 13\,050 \text{ кг}.$$

Следовательно, расчет необходим.

По формуле (I.65) определяем максимальное расстояние между хомутами

$$u_{макс} = \frac{0{,}1R_{и}bh_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \cdot 80 \cdot 25 \cdot 45^2}{13\,050} = 31\ см.$$

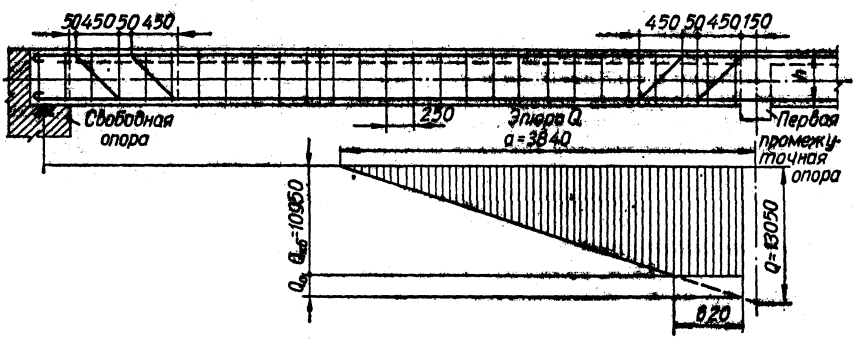


Рис. I.60. Армирование балки отдельными стержнями и отгибами.

По конструктивным требованиям в балках высотой $h > 45$ *см* шаг u не должен превышать $\frac{h}{3} = \frac{50}{3} \approx 17$ *см*.

Принимаем двухсрезные хомуты $d_2 = 5$ *мм* через 15 *см*.

По табл. I.19 при стали класса А-I находим $q_{х} = 22 \cdot 2 = 44$ *кг/см*.

Определяем поперечную силу $Q_{х.б}$, воспринимаемую бетоном и хомутами (без отгибов), по формуле (I.68).

$$Q_{х.б} = \sqrt{0{,}6R_{и}bh_0^2q_{х}} - q_{х}u = \sqrt{0{,}6 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 45^2 \cdot 44} - 44 \cdot 15 \approx 10\,950 < Q = 13\,050\ кг.$$

Длина участка эпюры поперечных сил a', на котором $Q > Q_{х.б}$ и необходимо устройство отгибов,

$$a' = a\,\frac{Q - Q_{х.б}}{Q} = 384\,\frac{13\,050 - 10\,950}{13\,050} = 62\ см.$$

Отгибы устраиваем в двух плоскостях, как показано на рис. I.60.

По формуле (I.73) определяем площадь отогнутой арматуры в первой плоскости

$$F_0 = \frac{Q - Q_{х.б}}{0{,}71R_{а}} = \frac{13\,050 - 10\,950}{0{,}71 \cdot 1700} = 1{,}73\ см^2.$$

В рассмотренном примере площадь арматуры, которую требуется отогнуть по расчету, значительно меньше отогнутой из конструктивных соображений в двух плоскостях для восприятия растягивающих усилий на опоре.

Пример 22. Проверить прочность второстепенной неразрезной балки по косому сечению по данным примера 21, но при армировании балки сварными каркасами и при передаче всей перерезывающей силы $Q = 13\,050$ *кг* на поперечные стержни (рис. I.61).

Принимаем поперечные стержни $d_2 = 6$ *мм* с шагом $u = 12{,}5$ *см*.

По табл. I.19 находим $q_{х} = 38{,}6 \cdot 2 = 77{,}2$ *кг/см*.

Определяем несущую способность сечения — бетона и хомутов без отгибов по формуле (I.68) при $q_{х} = 77{,}2$ *кг/см* и $u = 12{,}5$ *см*.

$$Q_{х.б} = \sqrt{0{,}6 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 45^2 \cdot 77{,}2} - 77{,}2 \cdot 12{,}5 = 14\,200\ кг > Q = 13\,050\ кг.$$

Пример 23. Проверить прочность главной неразрезной балки по косому сечению при следующих данных (рис. I.62): $l = 7{,}50$ *м*; $P = 24{,}5$ *т*; размеры поперечного сечения балки $b \times h = 30 \times 65$ *см*; бетон марки 150 ($R_{р} = 5{,}8$ *кг/см*^{2}); сталь класса А-I ($R_{а} = 2100$ *кг/см*^{2}). Балка армируется отдельными стержнями с отгибами.

Максимальное значение поперечной силы у первой промежуточной опоры (с учетом неразрезности балки)

$$Q = 31\,400 \text{ кг}.$$

Проверяем необходимость расчета поперечной арматуры

$$bh_0R_р = 30 \cdot 60 \cdot 5{,}8 = 10\,400 \text{ кг} < Q = 31\,400 \text{ кг}.$$

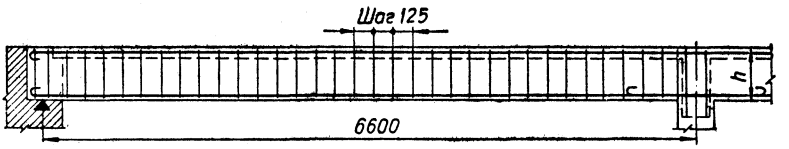


Рис. I.61. Армирование балки сварными каркасами.

Расчет необходим.

Максимальное расстояние между хомутами определяем по формуле (I.65)

$$u_{макс} = \frac{0{,}1bh_0^2R_и}{Q} = \frac{0{,}1 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 80}{31\,400} = 27{,}6 \text{ см}.$$

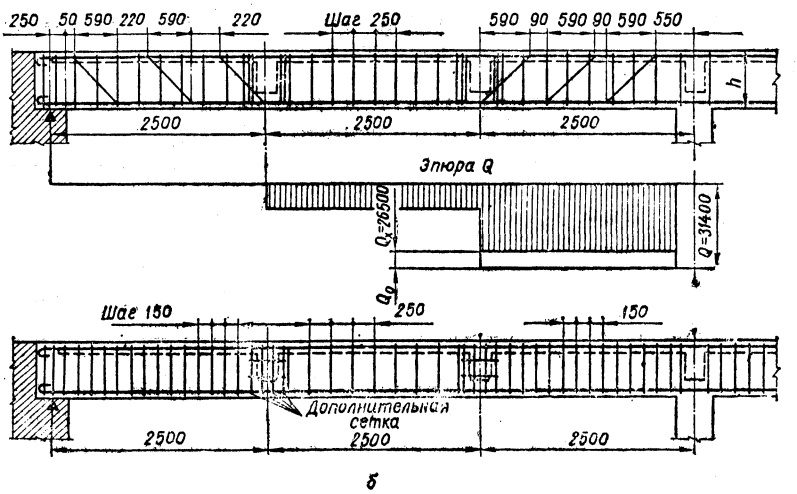


Рис. I.62. К примерам 23(а) и 24 (б).

Принимаем четырехсрезные хомуты диаметром 8 *мм* через 25 *см*. По табл. I.19 $q_x = 34{,}2 \cdot 4 = 136{,}8$ *кг/см*.

Определяем поперечную силу $Q_{х.б}$, воспринимаемую бетоном и хомутами (без отгибов), по формуле (I.68)

$$Q_{х.б} = \sqrt{0{,}6R_и bh_0^2 q_х} - q_х u = \sqrt{0{,}6 \cdot 80 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 136{,}8} - 136{,}8 \cdot 25 =$$
$$= 23\,080 < Q = 31\,400 \text{ кг}.$$

Площадь отогнутой арматуры в каждой плоскости по формуле (I.73)

$$F_0 = \frac{Q - Q_{х.б}}{0{,}71R_{а.х}} = \frac{31\,400 - 23\,080}{0{,}71 \cdot 1700} = 6{,}9 \text{ см}^2.$$

Пример 24. Проверить прочность главной неразрезной балки по косому сечению по данным примера 23, но при армировании балки сварными каркасами с поперечными стержнями, которые должны воспринять всю перерезывающую силу, $Q = 31\,400$ *кг*.

По табл. I.19 принимаем четырехсрезные поперечные стержни $d_2 = 8$ *мм* из стали класса А-I с шагом 15 *см* ($q_х = 57 \cdot 4 = 228$ *кг/см*). Армирование показано на рис. I.62, *б*. В средней трети расстояние между поперечными стержнями принято равным 25 *см*.

Несущая способность сечения $Q_{x,б}$ по прочности бетона и хомутов определяется по формуле (I.68)

$$Q_{x,б} = \sqrt{0{,}6R_{н}bh_0^2q_x} - q_x u = \sqrt{0{,}6 \cdot 80 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 228} - 228 \cdot 15 =$$
$$= 30\,780 \text{ кг} \approx Q = 31\,400 \text{ кг}.$$

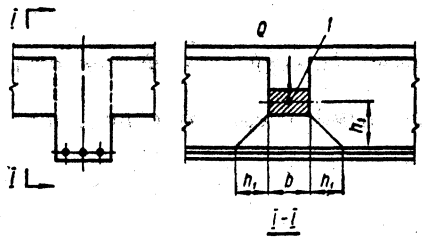


Рис. I.63. Схема передачи усилий при расчете железобетонных элементов на отрыв: 1 — центр тяжести сжатой зоны.

Восприятие распределенных и сосредоточенных нагрузок, приложенных к балке в пределах высоты ее сечения.

Такая нагрузка возникает в местах примыкания второстепенных балок к главным (рис. I.63) и там, где к балкам подвешивается оборудование, потолки и т. п.

Во избежание отрыва растянутой зоны эта нагрузка должна быть полностью воспринята дополнительной поперечной арматурой без учета сопротивления бетона, т. е. должно соблюдаться условие

$$Q \leqslant R_{а.x}F_x, \tag{I.74}$$

где Q — расчетное отрывающее усилие;

F_x — площадь поперечной арматуры (подвески, хомуты и т. п.), воспринимающей отрывающее усилие.

Длина участка балки, в пределах которого располагается эта дополнительная арматура F_x, воспринимающая сосредоточенную нагрузку, принимается не более

$$s = 2h_1 + b, \tag{I.75}$$

где h_1 — расстояние от низа арматуры рассчитываемого элемента до центра тяжести сжатой зоны опорного сечения примыкающего элемента, а при непосредственном приложении нагрузки — до нижнего уровня приложения к нему нагрузки (см. рис. I.63); для крайних ригелей расстояние h_1 принимается равным расстоянию от низа арматуры ригеля до центра тяжести нижней арматуры примыкающего элемента;

b — ширина распределения нагрузки в месте ее приложения.

Поперечная арматура, воспринимающая отрывающую силу, должна обеспечивать передачу отрывающей силы на бетон необходимой анкеровкой.

Опорная реакция, приложенная выше уровня растянутой арматуры, должна быть в пределах опоры воспринята полностью поперечной арматурой F_x приваренной к растянутой продольной арматуре или охватывающей ее.

Растянутые продольные стержни, обрываемые в пролете, как верхние, так и нижние (см. рис. I.37) необходимо заводить за точку теоретического обрыва (т. е. за сечение, нормальное к оси элемента, в котором эти стержни не требуются по расчету) на длину не менее 20 d и не менее величины w, определяемой по формуле

$$w = \frac{Q - Q_0}{2q_x} + 5d, \tag{I.76}$$

где Q — расчетная поперечная сила в месте теоретического обрыва стержня;

Q_0 — поперечная сила, воспринимаемая отгибами на рассматриваемом участке элемента;

q_{xw} — предельное усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента на участке w, определяемое по формуле

$$q_{xw} = \frac{R_{a.x} F_x}{u}.$$

Здесь F_x — площадь сечения поперечных стержней (ветвей хомутов) в сечении в *см*²;

u — расстояние между поперечными стержнями по длине элемента в *см*.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА КРУЧЕНИЕ С ИЗГИБОМ

Кручению подвержены элементы с защемленными концами, к которым в пролете перпендикулярно к оси приложены моменты M_0 (рис. I.64). Причем в элементах, заделанных двумя концами, момент M_0 распределяется по длине в обе стороны обратно пропорционально расстояниям *а* и *б*; в элементах, заделанных одним концом, момент M_0 полностью передается в сторону заделанного конца.

Такими элементами в гражданских зданиях обычно являются крайние главные балки ребристых перекрытий, ригели крайних рам и другие, к которым второстепенные балки примыкают только с одной стороны (рис. I.65) и вызывают в них кручение. Кручению подвержены также изогнутые и ломаные в плане балки с заделанными концами — балки балконов, эркеров (рис. I.66). Как правило, элементы гражданских зданий, работающие на кручение, работают также и на поперечный изгиб.

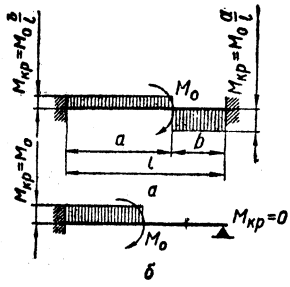


Рис. I.64. Эпюра крутящих моментов в элементе защемленном:
а — двумя концами; *б* — одним концом.

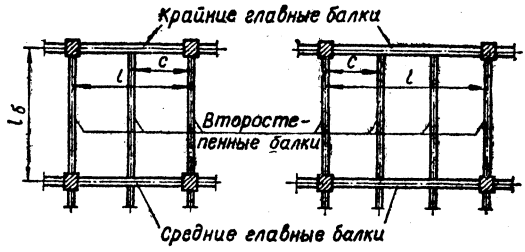


Рис. I.65. Крайние главные балки, подверженные кручению.

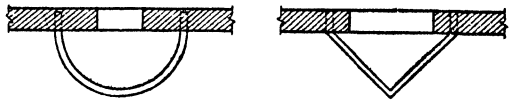


Рис. I.66. Балки, изогнутые и ломаные в плане, с заделанными концами.

Размеры элементов прямоугольного сечения, работающих на кручение с изгибом, должны назначаться такими, чтобы соблюдалось условие

$$M_к \leqslant 0{,}07 R_и b^2 h, \qquad (I.77)$$

где b и h — соответственно меньший и больший размеры сечения.

Несущую способность элементов, подверженных одновременному действию крутящего момента $M_к$, изгибающего момента $M_и$ и поперечной силы Q, определяют по двум схемам.

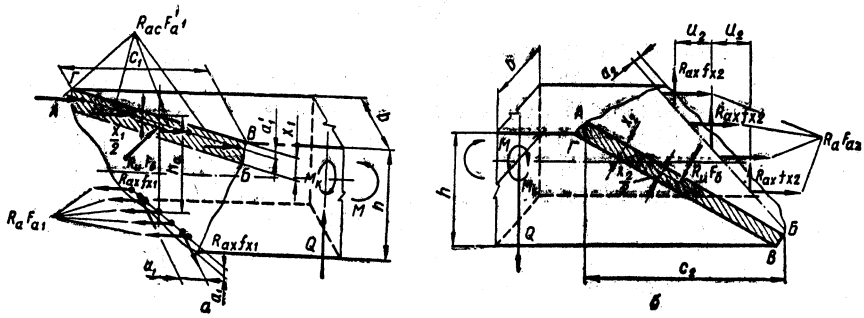


Рис. I.67. Схема образования пластического шарнира в железобетонном элементе при совместном действии изгиба и кручения.
а — 1-я схема; б — 2-я схема.

По 1-й схеме (рис. I,67, а) несущая способность элемента при совместном действии крутящего и изгибающего моментов определяется из условия

$$M_к\left(\frac{c_1}{b}+\frac{1}{\varkappa}\right)\leqslant\left[R_aF_{a1}+R_{a.x}\frac{f_{x1}c_1^2}{u_1(2h+b)}\right]\left(h_0-\frac{x_1}{2}\right)+$$
$$+R_{a.c}F'_{a1}\left(\frac{x_1}{2}-a_1\right); \qquad (I.78)$$

$$[M_к]=\frac{\left[R_aF_{a1}+R_{a.x}\frac{f_{x1}c_1^2}{u_1(2h+b)}\right]\left(h_0-\frac{x_1}{2}\right)+R_{a.c}F'_{a1}\left(\frac{x_1}{2}-a_1\right)}{\frac{c_1}{l}+\frac{1}{\varkappa}}, \qquad (I.79)$$

где χ — отношение крутящего момента к изгибающему;

$$\varkappa=\frac{M_к}{M_и}; \qquad (I.80)$$

c_1 — длина проекций нейтральной оси на продольную ось элемента, определяемая по формуле

$$c_1=-\frac{b}{\varkappa}+\sqrt{\left(\frac{b}{\varkappa}\right)^2+\frac{R_aF_{a1}u_1}{R_{a.x}f_{x1}}(2h+b)}, \qquad (I.81)$$

но не более

$$c_{1макс}=2h+b; \qquad (I.82)$$

x_1 — высота сжатой зоны бетона, определяемая по формуле

$$R_н(c_1^2+b^2)x_1=\left[R_aF_{a1}+R_{a.x}\frac{f_{x1}c_1^2}{u_1(2h+b)}-R_{a.c}F'_{a1}\right]b; \qquad (I.83)$$

F_{a1} — площадь сечения всех продольных стержней, расположенных у грани шириной b, растянутой от изгиба;

F'_{a1} — то же, у грани шириной b, сжатой от изгиба;

f_{x1} — площадь сечения одного поперечного стержня из числа расположенных у граней шириной b (перпендикулярных к плоскости изгиба);

u_1 — расстояние между поперечными стержнями у граней шириной b;

a_1 и a_1 — расстояния от граней шириной b до осей продольных стрежней растянутой и сжатой зон.

Допускается определять величину x_1 из условия

$$R_a F_{a1} - R_{ac} F'_{a1} = R_н b_{x1} \cdot \qquad (I.84)$$

Сжатую арматуру в формулах (I.78) и (I.83) следует учитывать только в том случае, если значение x_1, определенное без учета сжатой арматуры, оказывается более $2a'_1$; если при этом величина x_1, определенная из формулы (I.83) с учетом сжатой арматуры, оказывается менее $2a'_1$, принимается $x_1 = 2a'_1$.

В случаях расчета только на крутящий момент величина $\varkappa$ в формулах (I.78) и (I.81) принимается равной бесконечности.

При $\chi \leqslant 0{,}2$ должно быть соблюдено условие, обеспечивающее достаточную прочность бетона сжатой зоны

$$\frac{x_1}{h_0} \leqslant 1 - \sqrt{1 - \zeta}, \qquad (I.85)$$

где ζ — коэффициент, принимаемый равным:

0,8 для бетона М 400 и ниже;

0,7 для бетона М 500;

0,65 для бетона М 600.

Если условие (I.85) не соблюдается, необходимо увеличивать размеры сечения или повышать марку бетона.

Если в элементе, работающем на изгиб с кручением, размеры сечения приняты такими, что соблюдается условие

$$M_к < \frac{1}{6} R_p b^2 (3h - b) \qquad (I.86)$$

и при этом $\chi \leqslant 0{,}2$, разрешается не ставить поперечной арматуры у грани элемента шириной b, сжатой от изгиба.

По 2-й схеме (рис. I.67, *б*) несущую способность элемента при совместном действии крутящего момента и поперечной силы определяют из условия

$$M_к \frac{c_2}{h}\left(1 + \frac{1}{\lambda}\right) \leqslant \left[R_a F_{a2} + R_{a.x} \frac{f_{x2} c_2^2}{u_2 (2b + h)}\right]\left(b - a_2 - \frac{x_2}{2}\right); \qquad (I.87)$$

$$[M_к] = \frac{\left[R_a F_{a2} + R_{a.x} \frac{f_{x2} c_2^2}{u_2 (2b + h)}\right]\left(b - a_2 - \frac{x_2}{2}\right)}{\frac{c_2}{h}\left(1 + \frac{1}{\lambda}\right)}, \qquad (I.88)$$

где λ — величина, определяемая по формуле

$$\lambda = \frac{2M_к}{Qb} \qquad (I.89)$$

(при действии только крутящего момента величина λ в формуле (I.88) принимается равной бесконечности);

c_2 — параметр, определяемый по формуле

$$c_2 = \sqrt{\frac{R_a F_{a2} u_2}{R_{a.x} f_{x2}} (2b + h)}, \qquad (I.90)$$

но не более

$$c_{2макс} = 2b + h; \qquad (I.91)$$

x_2 — определяется из формулы

$$R_н (c_2^2 + h^2) x_2 = \left[R_a F_{a2} + R_{ax} \frac{f_{x2} c_2^2}{u_2 (2b + h)} \right] h; \qquad (I.92)$$

F_{a2} — площадь сечения продольных стержней у каждой из граней шириной h (параллельных плоскости изгиба);

f_{x2} — площадь сечения одного поперечного стержня у граней шириной h;

u_2 — расстояние между поперечными стержнями у грани шириной h;

a_2 — расстояние от боковой грани элемента шириной h до оси продольных стержней.

Допускается определять x_2 из условия

$$R_a F_{a2} - R_{ac} F_{a2} = R_н h x_2,$$

если при этом оказывается, что $x_2 < 2\,a_2$, то принимается $x_2 = 2\,a_2$.

Q — поперечная сила, величина которой в элементах прямоугольного сечения, подвергающихся одновременно кручению и изгибу, во всех случаях должна удовлетворять условия:

$$Q \leqslant 0{,}25 R_н b h_0, \qquad (I.93)$$

$$Q \leqslant \frac{Q_{x.б}}{1 + 1{,}5\lambda}; \qquad (I.94)$$

$Q_{x.б}$ — предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном и вертикальными поперечными стержнями при простом изгибе и определяемая по формуле (I.68).

Несущая способность элемента принимается по меньшему из двух значений, полученных из формул (I.78) и (I.88).

Вводимые в расчет сечения продольной и поперечной арматуры в элементах, работающих на изгиб с кручением или на чистое кручение, должны удовлетворять следующим условиям:

для граней элемента шириной b, перпендикулярных к плоскости действия изгибающего момента,

$$0{,}5 \leqslant \frac{R_{a.x} f_{x1}}{R_a F_{a1}} \cdot \frac{b}{u_1} \left(1 + \frac{2}{\varkappa} \sqrt{\frac{b}{2h + b}} \right) \leqslant 1{,}5; \qquad (I.95)$$

для граней элементов шириной h, параллельных плоскости действия изгибающего момента,

$$0{,}5 \leqslant \frac{R_{a.x} f_{x2}}{R_a F_{a2}} \cdot \frac{h}{u_1} \leqslant 1{,}5. \qquad (I.96)$$

Пример 25. Рассчитать крайнюю главную балку перекрытия, работающую на изгиб с кручением, при таких данных: изгибающий момент $M_н = 13{,}9$ *тм*; крутящий $M_к = 2{,}92$ *тм*; $Q = 9{,}3$ *т*; размеры поперечного сечения балки $b \times h = 35 \times 60$ *см*; бетон марки 200 ($R_н = 100$ *кг/см²*); арматура продольная из стали класса А-II ($R_a = 2700$ *кг/см²*), поперечная из стали класса А-I ($R_{a.x} = 1700$ *кг/см²*).

Арматура, определенная из условий прочности балки на изгиб, следующая:

Продольные стержни у граней b:	
площадь растянутой арматуры	$F_{a1} = 15{,}3$ *см²* (6 ∅ 18 А-II)
то же, сжатой	$F_{a1} = 5{,}1$ *см²* (2 ∅ 18 А-II)
Продольные стержни у каждой грани h . . .	$F_{a2} = 5{,}1$ *см²*
Площадь сечения одного поперечного стержня ∅ 8	$f_{a1} = f_{a2} = 0{,}5$ *см²*
Расстояние между поперечными стержнями . .	$u_1 = u_2 = 20$ *см* $= {}^1/_3\, h$
Расстояние от граней до оси продольной арматуры	$a_1 = a_1' = 4$ *см*, $a_2 = 3{,}5$ *см*

Предварительно проверяем условие (I.77)

$$0{,}07 R_н b^2 h = 0{,}07 \cdot 100 \cdot 35^2 \cdot 60 = 515\,000 \text{ кгсм} > M_к = 292\,000 \text{ кгсм};$$

Условие (I.77) соблюдено.

Несущую способность сечения по 1-й схеме (рис. I.67, *а*) определяем по формуле (I.79).

Для этого сначала находим величины χ, c_1 и x_1, входящие в формулу:

χ — по формуле (I.80)

$$\varkappa = \frac{M_к}{M_и} = \frac{2,92}{13,9} = 0,21;$$

c_1 — по формуле (I.81)

$$c_1 = -\frac{b}{\varkappa} + \sqrt{\left(\frac{b}{\varkappa}\right)^2 + \frac{R_a F_{a1} u_1}{R_{a.x} f_{x1}}(2h + b)} = -\frac{35}{0,21} +$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{35}{0,21}\right)^2 + \frac{2700 \cdot 15,3 \cdot 20}{1700 \cdot 0,5}(2 \cdot 60 + 35)} = 250 \text{ см}.$$

Принимаем $c_{1макс} = 2h + b = 2 \cdot 60 + 35 = 155$ *см* (см. формулу I.82), x_1 — из формулы (I.83)

$$x_1 = \frac{\left[R_a F_{a1} + R_{a.x}\dfrac{f_{x1} c_1^2}{u_1(2h + b)} - R_{a.c} F'_{a1}\right] b}{R_и (c_1^2 + b^2)} =$$

$$= \frac{\left[2700 \cdot 15,3 + 1700\dfrac{0,5 \cdot 155^2}{20(2 \cdot 60 + 35)} - 2700 \cdot 5,09\right] 35}{100(155^2 + 35^2)} = 0,48 \text{ см}.$$

Принимаем $x_1 = 2a_1 = 2 \cdot 4 = 8$ *см*.

Подставляя численные значения величин χ, c_1 и x_1 в формулу (I.79), найдем несущую способность сечения балки $[M_к]$ на кручение по 1-й схеме

$$[M_к] = \frac{\left[R_a F_{a1} + R_{a.x}\dfrac{f_{к1} c_1^2}{u_1(2h + b)}\right]\left(h_0 - \dfrac{x_1}{2}\right) + R_{a.c} F'_{a1}\left(\dfrac{x_1}{2} - a_1\right)}{\dfrac{c_1}{b} + \dfrac{1}{\varkappa}} =$$

$$= \frac{\left[2700 \cdot 15,3 + 1700\dfrac{0,5 \cdot 155^2}{20(2 \cdot 60 + 35)}\right]\left(55 - \dfrac{8}{2}\right) + 2700 \cdot 5,1\left(\dfrac{8}{2} - 4\right)}{\dfrac{155}{35} + \dfrac{1}{0,21}} =$$

$$= 278\,000 \text{ кгсм} \approx M_к = 292\,000 \text{ кгсм}.$$

Несущую способность по 2-й схеме определяем по формуле (I.88). Предварительно находим величины λ, c_2 и x_2.

По формуле (I.89)

$$\lambda = \frac{2M_к}{Qb} = \frac{2 \cdot 2,92}{9,3 \cdot 0,35} = 1,81.$$

По формуле (I.90)

$$c_2 = \sqrt{\frac{R_a F_{a2} u_2}{R_{a.x} f_{x2}}(2b + h)} = \sqrt{\frac{2700 \cdot 5,1 \cdot 20}{1700 \cdot 0,5}(2 \cdot 35 + 60)} = 206 \text{ см};$$

принимаем $c_{2макс} = 2b + h = 2 \cdot 35 + 60 = 130$ *см* (см. формулу I.91).

По формуле (I.92)

$$x_2 = \frac{\left[R_a F_{a2} + R_{a.x}\dfrac{f_{x2} c_2^2}{u_2(2b + h)}\right] h}{R_и (c_2^2 + h^2)} = \frac{\left[2700 \cdot 5,1 + 1700\dfrac{0,5 \cdot 130^2}{20(2 \cdot 35 + 60)}\right] 60}{100(130^2 + 60^2)} =$$

$$= 0,565 \text{ см}.$$

Принимаем $x_2 = 2a_1 = 2 \cdot 4 = 8$ *см*.

Подставляем численные значения в формулу (I.88) и находим несущую способность сечения балки $[M_к]$ на кручение по 2-й схеме

$$[M_к] = \frac{\left[2700 \cdot 5{,}1 + 1700 \frac{0{,}5 \cdot 130^2}{20(2 \cdot 35 + 60)}\right]\left(35 - 3{,}5 + \frac{8}{2}\right)}{\frac{130}{60}\left(1 + \frac{1}{1{,}81}\right)} =$$

$$= 205\,000 \text{ кгсм} < M_к = 292\,000 \text{ кгсм}.$$

Так как несущая способность сечения $[M_к]$ меньше крутящего момента, необходимо увеличить ширину b поперечного сечения балки и повторить расчет.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Железобетонные изгибаемые элементы должны согласно указаниям СНиП II-В. 1-62* рассчитываться по второму предельному состоянию — по деформациям.

К железобетонным конструкциям гражданских зданий, которые должны быть проверены по деформациям на жесткость, в основном относятся однопролетные плиты и балки, ребристые и многопустотные панели и другие элементы перекрытий, работающие на изгиб. Проверка элементов перекрытий на жесткость необходима по следующим соображениям.

Для армирования элементов железобетонных конструкций наряду со сталью обычной прочности (класса А-I и А-II) применяют также стали более высоких прочностей (класса А-III, А-IV и высокопрочные проволоки). Так как модуль деформации арматуры почти не зависит от марки стали (для высокопрочной арматуры он даже несколько снижается), полное использование прочности сталей высоких марок в обычном железобетоне влечет за собой большие удлинения растянутой арматуры и во многих случаях — при относительно малой жесткости изгибаемого элемента — может привести к тому, что балки (панели) получат прогибы, превышающие по величине нормативные.

Однопролетные железобетонные элементы перекрытий, применяемые, как правило, в сборном железобетоне, получают, как известно, значительно бо́льшие по величине прогибы, чем применявшиеся ранее многопролетные плиты и балки монолитных перекрытий тех же пролетов и нагрузок.

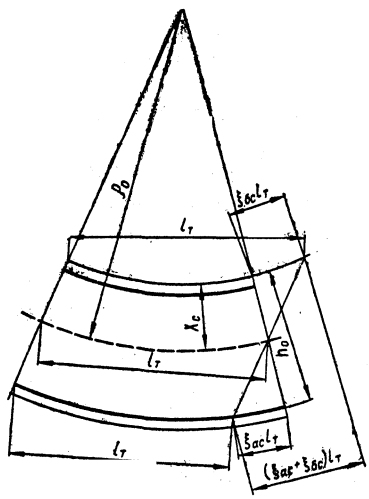


Рис. I.68. Деформация железобетонного элемента на участке между трещинами.

Прогибы элементов железобетонных конструкций при нормативных нагрузках, определенные с учетом длительного действия всей постоянной и части временной нагрузки, не должны превышать следующих величин:

Для элементов перекрытий с плоскими потолками и элементов покрытий при пролетах:

$l < 7$ м . . . . . 1/200 l

Для элементов перекрытий с ребристыми потолками и элементов лестниц при пролетах:

$l<5$ *м*	$1/200\,l$
5 *м* $\leqslant l<7$ *м*	$1/300\,l$
$l\geqslant 7$ *м*	$1/400\,l$

Рекомендованный СНиП метод расчета изгибаемых элементов основывается в значительной степени на работах проф. В. И. Мурашева. Исходной формулой для расчета деформаций служит выражение

$$\frac{1}{\rho}=\frac{\xi_{а.с}+\xi_{б.с}}{h_0}, \qquad (I.97)$$

где ρ — среднее значение радиуса кривизны нейтральной оси элемента на участке между трещинами (рис. I.68);

$\xi_{а.с}$ — среднее относительное удлинение растянутой арматуры;

$\xi_{б.с}$ — среднее относительное укорочение крайнего сжатого волокна бетона;

h_0 — полезная высота сечения.

Деформации арматуры $\xi_{а.с}$ и бетона $\xi_{б.с}$ зависят от напряжений, вызванных действующим в сечении изгибающим моментом M.

Подставляя в уравнение (I.97) значения $\xi_{а.с}$ и $\xi_{б.с}$, выраженные через действующий в сечении изгибающий момент M, получим следующую формулу для определения кривизны $\frac{1}{\rho}$ нейтральной оси элемента в этом сечении

$$\frac{1}{\rho}=\frac{M}{h_0 z_1}\left[\frac{\psi_а}{E_а F_а}+\frac{\psi_б}{(\gamma'+\xi)\,b h_0 E_б \nu}\right], \qquad (I.98)$$

где M — действующий в сечении изгибающий момент от нормативной нагрузки;

z_1 — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения;

$F_а$ — площадь сечения арматуры растянутой зоны;

$\psi_а$ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами;

$\psi_б$ — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций сжатой грани сечения на участке между трещинами, $\psi_б=0{,}9$;

$E_а$ — модуль упругости растянутой арматуры;

$E_б$ — начальный модуль упругости бетона при сжатии;

γ' — безразмерный коэффициент, учитывающий усиление сжатой зоны арматурой $F_а'$ и сжатой полкой;

ξ — относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\frac{x}{h_0}$;

b — ширина сечения;

ν — отношение упругой части деформации крайнего волокна сжатой грани сечения к полной его деформации, включающей все виды неупругой деформации бетона (ползучесть, усадку, пластические деформации).

Входящие в формулу (I.98) значения ν; γ'; ξ; z; $\psi_б$; $\psi_а$ определяются следующим образом.

Для тяжелого бетона величину ν принимают равной: при кратковременном действии нагрузки $\nu=0{,}5$; при длительном действии нагрузки и сухом режиме $\nu=0{,}10$; при нормальном режиме $\nu=0{,}15$; при влажном режиме $\nu=0{,}20$.

Величину γ' вычисляют по формуле

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h'_п + \frac{n}{\nu} F'_а}{bh_0}, \qquad (I.99)$$

где $b'_п$ и $h'_п$ — ширина и высота полки, расположенной в сжатой зоне (рис. I.69);

n — отношение модулей упругости арматуры и бетона $\frac{E_а}{E_б}$;

$F'_а$ — площадь арматуры, расположенной в сжатой зоне.

Величину ξ вычисляют по формуле

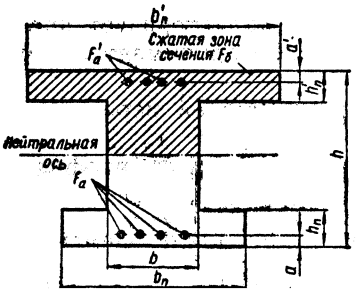


Рис. I.69. Геометрические характеристики двутаврового сечения с двойной арматурой.

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10\mu n}}, \qquad (I.100)$$

где

$$T = \gamma'\left(1 - \frac{h'_п}{2h_0}\right);$$

$$\mu = \frac{F_а}{bh_0};$$

$$L = \frac{M}{bh_0^2 R^н_п}.$$

Величину z_1 вычисляют по формуле

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\frac{h'_п}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right]. \qquad (I.101)$$

Если $\xi \leqslant \frac{h'_п}{h_0}$, величины ξ и z_1 следует определять, как для прямоугольного сечения принимая

$$\gamma' = \frac{n F'_а}{\nu b'_п h_0} \text{ и } \mu = \frac{E_а}{b'_п h_0}.$$

Во всех случаях значение ξ, вычисленное по формуле (I.100), не должно быть больше единицы.

Значение $\psi_а$ для изгибаемых железобетонных элементов, выполняемых без предварительного напряжения, не должно быть больше единицы и вычисляется по формуле

$$\psi_а = 1{,}3 - s\frac{M_{б.т}}{M}. \qquad (I.102)$$

Изгибающий момент $M_{б.т}$ определяют по формуле

$$M_{б.т} = 0{,}8 R^н_р W_{б.т}. \qquad (I.103)$$

Здесь $R^н_р$ — нормативное сопротивление бетона растяжению;

$W_{б.т}$ — упругопластический момент сопротивления сечения, определяемый по формуле

$$W_{б.т} = bh^2\left[(1 - \xi_т)\left(\frac{1}{2} + \frac{\xi_т}{6}\right) + \gamma_1\left(1 - \delta_1 - \frac{\xi'_т}{3}\right) + 2\gamma'_1\frac{\xi_т - \delta'_1}{1 - \xi_т}\left(\frac{\xi_т}{3} - \delta'_1\right)\right] \qquad (I.104)$$

где

$$\delta_1 = \frac{h_п}{2h}; \quad \delta_1' = \frac{h_п'}{2h};$$

$$\gamma_1 = \frac{(b_п - b)\,h_п}{bh}; \quad \gamma_1' = \frac{(b_п' - b)\,h_п'}{bh};$$

$$\xi_т = \frac{1 + \gamma_1 + 2\gamma_1'\delta_1'}{2 + \gamma_1 + 2\gamma_1'}. \qquad (I.105)$$

Формула (I.104) может применяться для определения $W_{б.т}$ любых сечений симметричной формы — двутавровых, тавровых с полкой в растянутой или сжатой зоне, прямоугольных. В каждом отдельном случае соответствующие члены формулы обращаются в нули.

Введенный в формулу (I.102) коэффициент s характеризует профиль арматурных стержней и длительность нагрузки и принимается для тяжелого бетона равным:

при кратковременном действии нагрузки для стержней периодического профиля $s = 1{,}1$, для гладких стержней $s = 1{,}0$;

при длительном действии нагрузки $s = 0{,}8$ независимо от профиля арматурных стержней.

Зная значение кривизны нейтральной оси $\frac{1}{\rho}$ по длине элемента, можно методами строительной механики вычислить деформации (прогибы) элемента.

В целях упрощения расчета для элементов постоянного сечения кривизну $\frac{1}{\rho}$ вычисляют только один раз для каждого участка элемента, в пределах которого изгибающий момент сохраняет свой знак

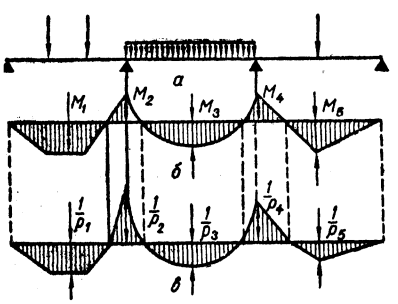


Рис. I.70. Эпюры изгибающих моментов и кривизны в железобетонном элементе постоянного сечения:

а — схема нагрузки; *б* — эпюра изгибающих моментов; *в* — эпюра кривизн.

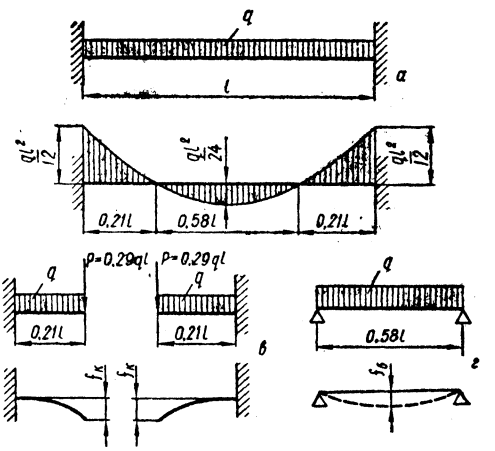


Рис. I.71. Эпюра прогибов изгибающих моментов в балке, защемленной с обеих сторон.

(рис. I.70). В остальных сечениях такого участка допускается принимать кривизну, изменяющуюся пропорционально изменению значений изгибающего момента:

$$\frac{1}{\rho} = kM, \qquad (I.106)$$

где k — коэффициент пропорциональности.

Сравнивая выражение (I.106) с формулой (I.98), а также с известной формулой сопротивления материалов $\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}$, можно заключить, что выражение

$$B = \frac{h_0 z_1}{\frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi) b h_0 E_б \nu}} \qquad (I.107)$$

представляет собой жесткость элемента.

Для элементов с однозначной эпюрой моментов — свободно опертых балок, панелей, перекрытий, плит и т. п.— прогиб может быть вычислен по имеющимся в литературе формулам и таблицам (см. таблицы приложения). При этом вместо величины EI необходимо подставлять в расчетные формулы величину B, вычисленную по формуле (I.107).

Если эпюра изгибающих моментов состоит из нескольких, имеющих различные знаки участков, деформации балки в пределах каждого из участков могут быть вычислены также при помощи таблиц. При этом жесткость B должна быть вычислена отдельно для каждого участка. Например, деформации балки, защемленной с обеих сторон (рис. I.71), могут быть вычислены отдельно для каждого из трех участков (рис. I.71, *в* и *г*).

Прогиб посредине балки получим как сумму прогибов $f_к$ и $f_б$; при этом прогиб $f_к$ вычисляется по жесткости балки у грани опоры $B_к$ по формуле

$$f_к = \frac{0{,}29 ql (0{,}21l)^3}{3B_к} + \frac{q(0{,}21l)^4}{8B_к}. \qquad (I.108)$$

Прогиб $f_б$ вычисляется по жесткости балки посредине пролета $B_б$

$$f_б = \frac{5}{384} \cdot \frac{q(0{,}58l)^4}{B_б}. \qquad (I.109)$$

Полная величина деформаций при учете длительного действия части нагрузки определяется по формуле

$$f = f_1 - f_2 + f_3, \qquad (I.110)$$

где f_1 — деформация от кратковременного действия всей нагрузки;

f_2 — начальная (кратковременная) деформация от длительно действующей части нагрузки;

f_3 — полная (длительная) деформация от длительно действующей части нагрузки. Причем каждый из прогибов f_1, f_2, f_3 состоит из двух частей: $f_к + f_б$.

Для определения величин f_1, f_2 и f_3 жесткость B вычисляют три раза при значениях ψ_a и ν, отвечающих рассматриваемой нагрузке. Плечо внутренней пары z_1 определяют один раз при воздействии всей нормативной нагрузки. Величины f_1 и f_2 вычисляют при значении ν, отвечающем кратковременному действию нагрузки, а величину f_3 — при значении ν, отвечающем длительному действию нагрузки.

Коэффициент ψ_a при определении прогибов вычисляют три раза — отдельно для f_1, f_2 и f_3. При вычислении ψ_a, используемого для определения f_1, в формулу (I.102) подставляют значения изгибающего момента M от всей нормативной нагрузки; для определения f_2 и f_3 — значения M от длительно действующей части нормативной нагрузки.

При определении деформаций пустотных настилов величину f, вычисленную по формуле (I.110), следует умножать на коэффициент 0,8, за исключением случаев, когда деформации пустотных настилов определяются в предположении отсутствия трещин на приопорных участках.

При толщине железобетонных элементов менее 16,0 *см* значения подсчитанных прогибов умножают на коэффициент $\frac{4}{\sqrt{h}}$, где h — толщина плиты.

Примеры расчета изгибаемых элементов приведены в главе VII.

ЭЛЕМЕНТЫ, РАБОТАЮЩИЕ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Центральное сжатие имеет место, когда сила N, сжимающая стойку (колонну), приложена в центре тяжести поперечного сечения (рис. I.72) и создает в ней равномерное сжатие. Форма поперечного сечения центрально сжатых элементов гражданских зданий принимается квадратная, прямоугольная или круглая в зависимости от архитектурных или конструктивных соображений. Размеры сечений стоек обычно кратны 5 *см*, т. е. равны 25, 30, 35 и т. д. Кроме того, размеры поперечного сечения колонн следует принимать, руководствуясь соображениями предельной гибкости,— отношение расчетной длины колонны к размеру ее поперечного сечения должно быть не более 30.

Центрально сжатыми являются железобетонные элементы, в которых эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сечения e_0 удовлетворяет условие $e_0 \leqslant \frac{l_0}{600}$.

В гражданских зданиях к ним обычно относятся средние стойки внутренних железобетонных каркасов, несущие перекрытия с равными или отличающимися не более чем на 10—15% пролетами и временной нагрузкой, не превышающей постоянную. В таких стойках моменты от временной нагрузки (при наиболее невыгодном ее размещении по пролетам) малы по величине и влияние их на стойку с достаточной точностью для практики может быть учтено путем умножения сжимающей силы N на коэффициент 1,05—1,15 в зависимости от разницы длин примыкающих к стойке пролетов и отношения временной нагрузки к постоянной.

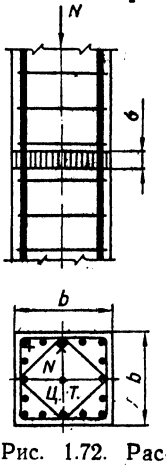


Рис. 1.72. Расчетная схема центрально сжатого элемента.

Стойки каркасов, работающие на центральное и внецентренное сжатие с малыми эксцентриситетами, устраиваются, как правило, в сборном железобетоне (рис. I.73), реже — в монолитном (рис. I.82). По роду арматуры различают стойки армированные: сварными арматурными каркасами, вязаными арматурными каркасами (рис. I.73—I.81), гибкой продольной и спиральной арматурой, жесткой арматурой (рис. I.82).

Стойки сборных железобетонных каркасов гражданских зданий устраиваются обычно двухъярусными, реже — одноярусными. Наиболее простым и требующим минимального расхода стали является армирование гибкой продольной арматурой.

Продольные стержни обычно диаметром 16—40 *мм* располагаются у граней сечения симметрично относительно главных осей и — для удобства бетонирования—на расстояниях не менее 50 *мм* в свету. Продольная арматура стоек является рабочей, так как воспринимает часть усилия сжатия. Кроме того, продольная ар-

матура оказывает сопротивление небольшим усилиям изгиба, если сжимающее усилие N незначительно отклонено от геометрической оси стойки и создает в сечениях момент.

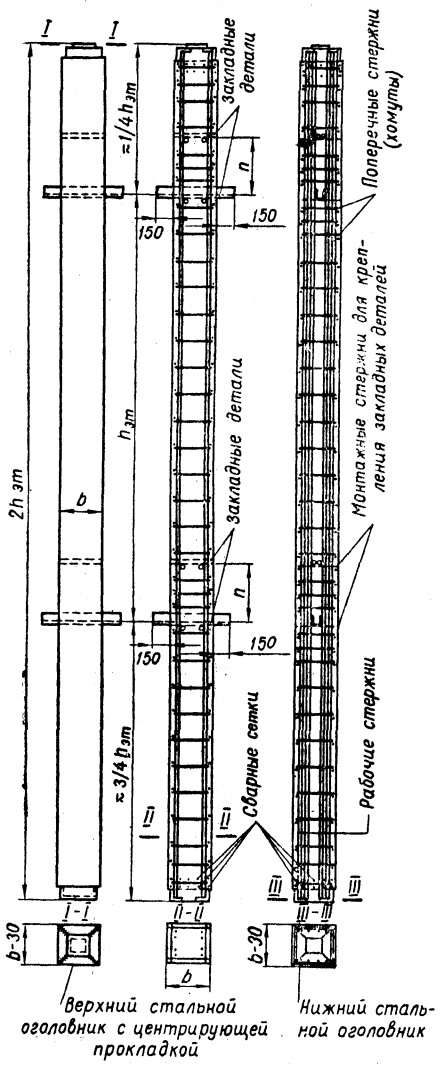


Рис. I.73. Схема армирования двухъярусной стойки сварными каркасами.

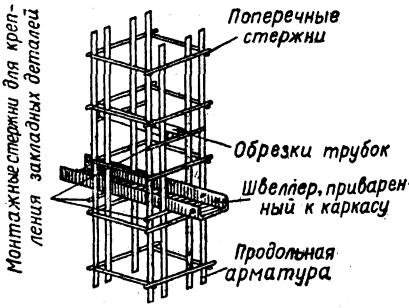


Рис. I.74. Деталь крепления закладных частей к каркасу.

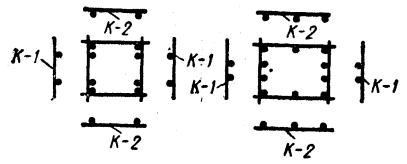


Рис. I.75. Поперечные сечения стоек, армированных двумя типами сварных каркасов.

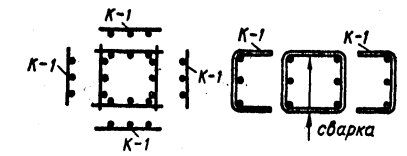


Рис. I.76. Поперечные сечения стоек, армированных одним типом сварных каркасов.

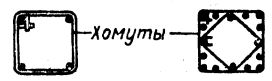


Рис. I.77. Поперечное сечение стоек, армированных вязаными каркасами.

В колоннах с меньшей стороной $b \geqslant 25$ *см* диаметр продольных стержней рекомендуется принимать не менее 16 *мм*. Продольная арматура предохраняется от коррозии и воздействия огня защитным слоем бетона такой толщины в *мм*:

При диаметре продольной арматуры до 20 *мм* . .	Не менее 20
То же, $20 < d \leqslant 32$ *мм*	То же, 25
» больше 32 *мм*	» 30
При жесткой арматуре	» 50

Продольные стержни, как было указано, соединяются в сварные или вязаные арматурные каркасы.

Сварные арматурные каркасы стоек составляются из одного (см. рис. I.76) или двух (рис. I.75) типов плоских сварных каркасов, соединенных между собой электросваркой. Число продольных стержней в одном плоском каркасе рекомендуется не более четырех.

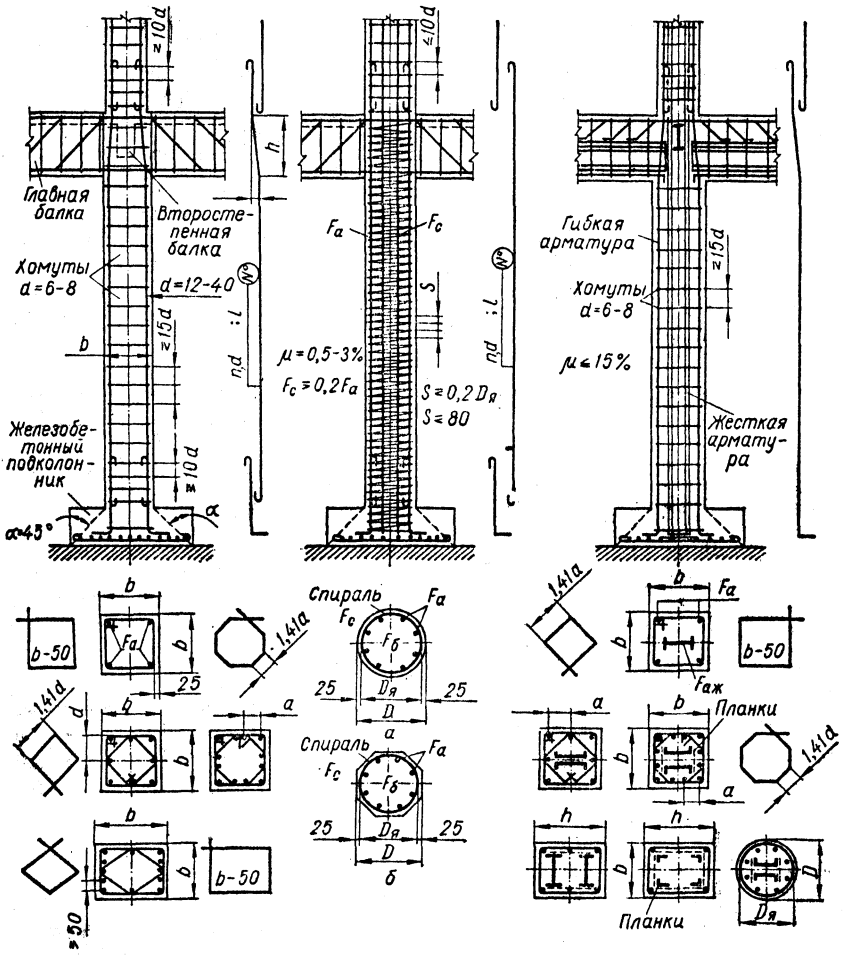


Рис. I.78. Стойка с гибкой арматурой и обыкновенными хомутами.

Рис. I.79. Стойка с гибкой и спиральной арматурой:

а — круглое сечение; *б* — восьмигранное сечение.

Рис. I.80. Стойка с жесткой арматурой.

Вязаные арматурные каркасы собираются из отдельных продольных стержней. Их число у каждой грани может быть больше четырех. При этом стержни, по крайней мере через один, должны располагаться в местах перегибов хомутов (см. рис. I.77).

Пространственные арматурные каркасы должны быть по возможности более жесткими. Поэтому лучше принимать продольные стержни в меньшем количестве, но большего диаметра. Так, при стороне колонны, не превышающей 40 *см*, можно ограничиться четырьмя продольными стержнями по углам, если по сечению они удовлетворяют расчетной площади. При больших размерах сечения колонн устанавливаются и промежуточные стержни.

Площадь продольной арматуры принимается по расчету. Минимальный процент армирования в центрально сжатых элементах от площади всего сечения бетона должен приниматься в зависимости от гибкости элемента и марки бетона по табл. I.20.

Поперечные стержни в сварных каркасах и хомуты в вязаных каркасах стоек назначаются без расчета и располагаются по всей

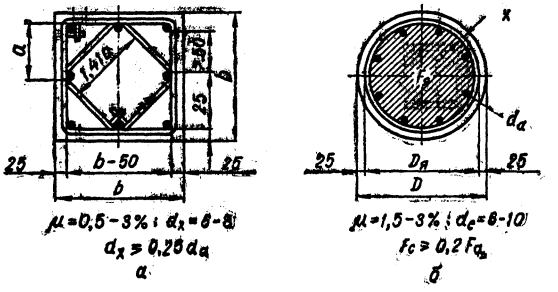


Рис. I.81. Поперечные сечения стоек в монолите: *а* — квадратное; *б* — круглое.

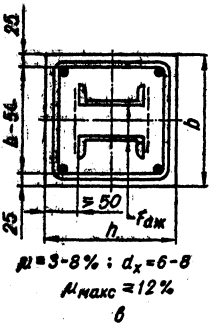


Рис. I.82. Поперечное сечение стойки с жесткой арматурой.

Таблица I. 20

Минимальный процент армирования

Гибкость элемента	Марка бетона		
	200 и ниже	250—400	500 и 600
$\frac{l_0}{r_н} < 35$	0,15	0,15	0,2
$35 < \frac{l_0}{r_н} < 83$	0,2	0,2	0,2
$\frac{l}{r_н} > 83$	0,25	0,25	0,25

длине стойки. Они предохраняют продольные стержни от выпучивания (продольного изгиба), что позволяет включить в несущую способность стойки работу не только бетона, но и продольной арматуры. Поэтому расстояния между их осями нормированы в зависимости от диаметра продольных стержней и процента армирования.

Согласно указаниям СНиП II-В. 1-62* расстояние между поперечными стержнями (хомутами) принимается не более 15 *d* в вязаных каркасах и 20 *d* в сварных каркасах, но не более меньшего размера поперечного сечения стойки и не более 50 *см*. В местах стыков продольной арматуры, а также в сильно армированных стойках поперечные стержни (хомуты) ставятся не реже чем через 10 *d*. В сборных железобетонных каркасах концы стоек, кроме того, усиливаются горизонтальными сетками с целью упрочнения бетона в зоне стыка (см. рис. I.73). Диаметр поперечных стержней (хомутов) должен быть не менее 0,25 *d* и не менее 6 *мм*. При насыщении продольной гибкой арматурой более 3% обычные хомуты должны быть заменены приваренными хомутами или спиралью. Хомуты должны плотно прилегать к продольной арматуре. Стыки продольной арматуры устраиваются на уровне перекрытия.

Стойки многоярусных каркасов при числе этажей 8—10 рекомендуется принимать одного поперечного сечения для всех этажей. Это

уменьшает количество типоразмеров стоек и ригелей и создает благоприятные условия для индустриального изготовления элементов каркаса. В этом случае изменяется процент армирования и марка бетона в соответствии с действующими по этажам усилиями.

РАСЧЕТ СТОЕК С ГИБКОЙ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРОЙ

Расчет стоек (колонн) с гибкой продольной арматурой на центральное сжатие производится по формуле

$$N_п \leqslant \varphi (R_{пр}F_б + R_{а.с}F_а), \qquad (I.111)$$

где $N_п$ — приведенная продольная сила, определяемая по формуле

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_к; \qquad (I.112)$$

$N_{дл}$ — расчетная продольная сила от длительно действующей части нагрузки;

$N_к$ — расчетная продольная сила от кратковременно действующей части нагрузки;

$m_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на несущую способность гибкого элемента вследствие ползучести бетона (табл. I.21);

φ — коэффициент продольного изгиба (табл. I.21);

$R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии — призменная прочность (см. табл. I.4);

$F_б$ — площадь сечения бетона;

$R_{а.с}$ — расчетное сопротивление продольной арматуры (см. табл. I.5);

$F_а$ — площадь сечения продольной арматуры.

Таблица I. 21

Значения коэффициентов φ и $m_{дл}$ для железобетонных элементов

Бетон	l_0/b	<8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
	l/D	<7	8,5	10,5	12	14	15,5	17	19	21	22,5	24	26	28	29,5	31	33	34,5
	l_0/r	<28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97	104	111	118	125	132	139
Тяжелый	φ	1	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,73	0,68	0,64	0,59	0,54	0,49	0,44	0,4	0,35
	$m_{дл}$	1	1	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,78	0,74	0,7	0,67	0,63	0,59	0,55	0,52	0,48	0,45
Легкий	φ	1	0,96	0,9	0,84	0,78	0,73	0,67	0,61	0,55	0,51	0,46	0,41	0,36	0,32	0,28	0,24	0,21
	$m_{дл}$	1	0,96	0,92	0,88	0,84	0,8	0,77	0,73	0,69	0,65	0,61	0,57	0,53	0,49	0,45	0,42	0,38

Примечания: 1. В таблице приняты следующие обозначения: l_0 — расчетная длина элемента; b — наименьший размер прямоугольного сечения; D — диаметр круглого сечения; r — наименьший радиус инерции сечения.

2. Для конструкций из легких бетонов, у которых мелким заполнителем служит пористый песок, значение $m_{дл}$ должно быть снижено на 15%. Для конструкций из легких бетонов на естественных заполнителях значения φ и $m_{дл}$ разрешается принимать на основании обоснованных опытных данных.

Расчетная длина l_0 при расчете колонн многоэтажных зданий с числом пролетов не менее двух и отношением ширины здания к его высоте не менее $^1/_3$ принимается: при сборных перекрытиях $l_0 = H$; при монолитных $l_0 = 0{,}7\,H$, где H — высота этажа.

Если размеры сечения колонн меньше 30×30 *см*, расчетные сопротивления $R_{пр}$ и $R_и$ умножаются на коэффициент $m_б = 0{,}85$.

Если площадь сечения продольной арматуры $F_а$ составляет более 3% от всей площади сечения элемента F, в формуле (I.111) величина $F_б$ заменяется величиной $F—F_а$.

Формула (I.111) выведена из следующего основанного на опытах положения. При постепенном возрастании нагрузки ввиду пластической деформации бетона происходит перераспределение усилий между бетоном и арматурой, что обеспечивает полное использование несущей способности обоих материалов независимо от их модулей упругости. Вследствие этого сопротивление колонны слагается из суммы сопротивлений сжатию бетона $F_б R_{пр}$ и продольной арматуры $F_а R_{а.с}$.

При подборе сечений центрально сжатых элементов (стоек, колонн) встречаются два рода задач: 1) найти процент армирования μ при принятой площади $F_б$ поперечного сечения элемента; 2) найти площадь поперечного сечения элемента $F_б$ при принятом проценте армирования μ.

1. Нахождение процента армирования μ при принятой площади $F_б$ поперечного сечения элемента. Для этого формула (I.111) приведена к виду, удобному для определения искомой величины μ *:

при $\mu < 3\%$

$$\mu = \frac{\frac{N_п}{\varphi F_б} - R_{пр}}{R_{а.с}} \cdot 100; \qquad (I.113)$$

при $\mu > 3\%$

$$\mu = \frac{\frac{N_п}{\varphi F_б} - R_{пр}}{R_{а.с} - R_{пр}} \cdot 100. \qquad (I.114)$$

Площадь сечения арматуры определяют по формуле

$$F_а = \frac{\mu F_б}{100}. \qquad (I.115)$$

Пример 26. Найти процент армирования μ и площадь сечения арматуры в стойке $F_{а.с}$ при таких данных. Поперечное сечение стойки $b \times h = 45 \times 45$ *см* ($F_б = 45 \times 45 = 2025$ *см*²). Расчетная длина стойки $l_0 = 5{,}8$ *м*. Бетон марки 200 ($R_{пр} = 80$ *кг/см*²). Арматура — сталь класса А-II ($R_{а.с} = 2700$ *кг/см*²). Расчетная длительно действующая продольная нагрузка $N_{дл} = 130$ *т*, кратковременная $N_к = 71$ *т*.

Определяем гибкость стойки $\frac{l_0}{h} = \frac{580}{45} = 12{,}9 > 10$; по табл. 1.21 находим (интерполируя) $\varphi = 0{,}945$, $m_{дл} = 0{,}945$; тогда по формуле (I.112)

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_к + \frac{130}{0{,}945} + 71 = 208{,}5 \text{ т}.$$

По формуле (I.113) находим процент армирования

$$\mu = \frac{\frac{N_п}{\varphi F_б} - R_{пр}}{R_{а.с}} \cdot 100 = \frac{\frac{208\,500}{0{,}945 \cdot 2025} - 80}{2700} \cdot 100 = 1{,}08\%.$$

* Подставив в формулу (I.111) $\mu F_б$ вместо $F_а$, напишем:

$$N = \varphi (R_{пр} F_б + R_{а.с} \mu F_б),$$

откуда

$$\mu = \frac{\frac{N_п}{\varphi F_б} - R_{пр}}{R_{а.с}} \cdot 100.$$

По формуле (I.115) находим площадь сечения арматуры

$$F_а = \frac{\mu F_б}{100} = \frac{1,08}{100} \cdot 2025 = 21,9 \ см^2.$$

По табл. 15 приложения принимаем 4 ∅ 20 А-II+4 ∅ 18 А-II ($F_а = 22,54$ *см*²).

Пример 27. Подобрать сечение арматуры стоек сборного железобетонного 8-ярусного каркаса при таких данных: найденные по формуле (I.112) продольные силы приложены центрально; стойки двухъярусные рассчитаны на нагрузку, приходящуюся на нижний ярус. Для всех восьми верхних этажей принято одно поперечное сечение $b \times h = 30 \times 40$ *см* ($F_б = 1200$ *см*²).

Стойки 8-го и 9-го ярусов. Действующее в стойке усилие сжатия $N_{п8} = 110,0$ *т*; бетон марки 200 ($R_{пр} = 80$ *кг/см*²); сталь класса А-II периодического профиля ($R_{а.с} = 2700$ *кг/см*²); коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,95$.

Процент армирования μ находим по формуле (I.113)

$$\mu = \frac{\frac{N_п}{\varphi F_б} - R_{пр}}{R_а} \cdot 100 = \frac{\frac{110\,000}{0,95 \cdot 1200} - 80}{2700} \times$$
$$\times 100 = 0,61\%.$$

Площадь арматуры

$$F_а = \frac{\mu F_б}{100} = \frac{0,61 \cdot 1200}{100} = 7,3 \ см^2.$$

Принимаем 4∅ 16А-II ($F_а = 8,04$ *см*²).

Стойки 6-го и 7-го ярусов. $N_{п6} = 165,0$ *т*; $R_{пр} = 80$ *кг/см*²; $R_а = 2700$ *кг/см*²; $\varphi = 0,95$.

Процент армирования μ определяем по формуле (I.113)

$$\mu = \frac{\frac{165\,000}{0,95 \cdot 1200} - 80}{2700} \cdot 100 = 2,41\%.$$

Площадь арматуры

$$F_а = \frac{2,41 \cdot 1200}{100} = 29 \ см^2.$$

Принимаем 10∅20 А-II ($F_а = 31,42$ *см*²).

Стойки 4-го и 5-го ярусов. $N_{п4} = 220,0$ *т*, бетон марки 300 ($R_{пр} = 130$ *кг/см*²); $R_а = 2700$ *кг/см*²; $\varphi = 0,95$.

Процент армирования μ находим по формуле (I.113)

$$\mu = \frac{\frac{220\,000}{0,95 \cdot 1200} - 130}{2700} \cdot 100 = 2,34\%.$$

Площадь арматуры

$$F_а = \frac{2,34 \cdot 1200}{100} = 28,1 \ см^2.$$

Принимаем 10∅ 20А-II ($F = 31,42$ *см*²).

Стойки 2-го и 3-го ярусов. $N_{п2} = 275,0$ *т*; $R_{пр} = 130$ *кг/см*²); $R_а = 2700$ *кг/см*²; $\varphi = 0,95$.

Процент армирования μ принимаем по формуле (I.114) для $\mu > 3\%$.

$$\mu = \frac{\frac{275\,000}{0,95 \cdot 1200} - 130}{2700 - 130} \cdot 100 = 4,31\%.$$

Площадь арматуры

$$F_а = \frac{4,31 \cdot 1200}{100} = 51,6 \ см^2.$$

Принимаем 10 ∅ 28А-II.

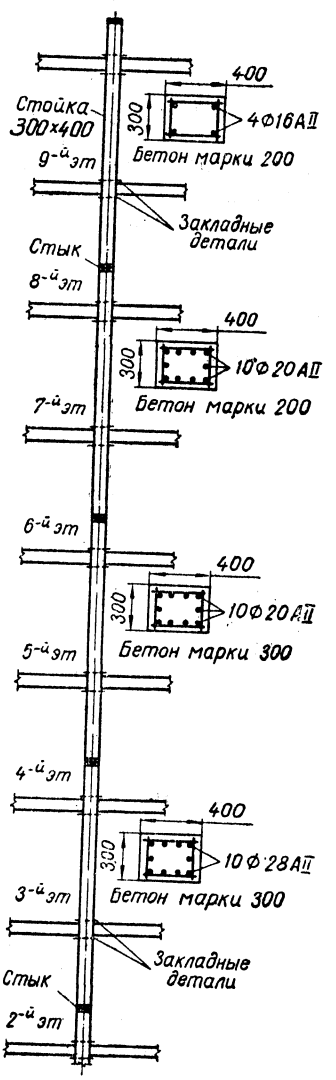


Рис. I.83. К примеру 27.

Схема армирования стойки плоскими сварными каркасами приведена на рис. I.83.

2. Нахождение площади $F_а$ поперечного сечения центрально сжатых элементов при заданном проценте армирования μ.

В этом случае формула (I. 111) имеет вид:

при $\mu < 3\%$

$$F_б = \frac{N_п}{\varphi (R_{пр} + \mu R_{а.с})}; \qquad (I.116)$$

при $\mu > 3\%$

$$F_б = \frac{N_п}{\varphi [R_{пр} + \mu (R_{а.с} - R_{пр})]}. \qquad (I.117)$$

Пример 28. Определить размеры колонны квадратного поперечного сечения и площадь арматуры при таких данных: расчетная продольная сила $N_п = 204$ *т*; бетон марки 200 ($R_{пр} = 80$ *кг/см²*); сталь класса А-II периодического профиля ($R_{а.с} = 2700$ *кг/см²*); процент армирования $\mu = 1{,}2\%$, коэффициент продольного изгиба (предварительно) $\varphi = 0{,}95$.

Определяем площадь поперечного сечения бетона по формуле (I.116)

$$F_б = \frac{204\,000}{0{,}95\,(80 + 0{,}012 \cdot 2700)} = 1920 \text{ см}^2.$$

Сторона колонны квадратного сечения

$$a = \sqrt{F_б} = \sqrt{1920} \approx 45 \text{ см}.$$

Вносим поправку в предварительно намеченный процент армирования $\mu = 1{,}2\%$, так как площадь сечения $45 \times 45 = 2025$ *см²* > 1920 *см²* площади, найденной по формуле (I.116). Этим задача типа 2 превращается в задачу типа 1, т. е. по заданной площади сечения колонны находим процент армирования по формуле (I.113)

$$\mu = \frac{\dfrac{N_п}{\varphi F_б} - R_{пр}}{R_{а.с}} \cdot 100 = \frac{\dfrac{204\,000}{0{,}95 \cdot 2025} - 80}{2700} = 1{,}04\% < 1{,}2\%.$$

При сечении 35×35 *см*, бетоне марки 300 ($R_{пр} = 130$ *кг/см²*) и $\varphi = 0{,}84$ процент армирования μ

$$\mu = \frac{\dfrac{204\,000}{0{,}84 \cdot (35 \cdot 35)} - 130}{2700} \cdot 100 = 2{,}52\%;$$

$$F_а = \mu \frac{F_б}{100} = 2{,}52 \cdot \frac{35 \cdot 35}{100} = 30{,}9 \text{ см}^2.$$

Принимаем 8 ∅ 22 А-II.

СТОЙКИ СО СПИРАЛЬНОЙ АРМАТУРОЙ

Спиральная (косвенная) арматура (см. рис. I.79) применяется обычно в тех случаях, когда из архитектурных или конструктивных соображений поперечное сечение стойки должно иметь минимальные размеры. Как показали исследования, спираль с малым шагом, охватывающая продольную арматуру, расположенную по периметру, оказывает значительное сопротивление поперечному расширению стойки при сжатии. Бетон, заключенный внутри спирали, работает в условиях всестороннего сжатия и оказывает сопротивление даже после отслаивания наружного слоя бетона, пока напряжения в спиральной арматуре не достигнут предела текучести. Причем с усилением спирального армирования растет несущая способность стойки. Естественно поэтому, что прочность бетона, заключенного в обойме, зависит от шага спирали s и диаметра спирали d.

СНиП II-В.1—62* дает следующие указания по расчету и конструированию спиральной арматуры: шаг спирали должен быть не больше $0{,}2\,D_я$, где $D_я$— диаметр спирали, и не более 8 *см*. Сечение спирали $F_с$, приведенное к продольной арматуре, должно быть не меньше $0{,}25\,F_а$ (рекомендуемое $F_с = 0{,}5—1{,}0\,F_а$). Усилие, воспринимаемое спиралью, должно составлять не более 0,5 усилия, воспринимаемого бетоном и продольной арматурой, т. е. $N_с \leqslant 0{,}5\ (N_б + N_а)$, а величина продольного усилия для элементов с косвенным армированием не должна превышать полуторного значения $N_п$, определяемого по формуле (I.111). Диаметр спирали 6—12 *мм* принимается по расчету.

При отношении $\frac{l_0}{d} > 10$ работа спирали не учитывается.

Расчет стоек с продольной и спиральной арматурой производят по формуле

$$N_п = R_{пр}F_я + R_{а.с}F_а + 2R_а^с F_{сп}, \qquad (I.118)$$

где $F_я$ — площадь сечения бетона, заключенная внутри контура спирали или кольцевой арматуры;

$R_с^а$ — расчетное сопротивление растяжению спиральной (кольцевой) арматуры;

$F_{сп}$ — приведенное сечение спирали (кольцевой арматуры), равное

$$F_{сп} = \frac{\pi D_я f_{сп}}{s}; \qquad (I.119)$$

$D_я$ — диаметр спирали (колец);

$f_{сп}$ — площадь поперечного сечения стержня спирали;

s — шаг спирали.

В формуле (I.118) принято, что в работе колонны на сжатие учитывается только бетон, заключенный в спирали, так как защитный слой растрескивается и выходит из работы раньше, чем бетон ядра достигает предела прочности; сопротивление, оказываемое единицей сечения спирали (приведенной к продольной арматуре), в 2 раза больше сопротивления, оказываемого единицей сечения продольной арматуры.

Подбор сечения колонн со спиральной арматурой производится по формулам (I.120)—(I.123). При этом, так же как и при подборе сечения колонн с обыкновенными хомутами, необходимо предварительно задаться процентом армирования продольной арматуры $\mu_а$ и спиральной $\mu_{сп}$:

$$F_я = \frac{N_п}{R_{пр} + \mu_а R_{а.с} + 2\mu_{сп}R_а^с}; \qquad (I.120)$$

$$D_я = \sqrt{\frac{4F_я}{\pi}}; \qquad (I.121)$$

$$F_а = \mu_а F_я; \qquad (I.122)$$

$$F_{сп} = \mu_{сп} F_я. \qquad (I.123)$$

Пример 29. Определить диаметр круглой колонны $D_я$ и площадь продольной и спиральной арматуры при таких данных: расчетная сжимающая сила $N = 280$ *т*; бетон марки 200 ($R_{пр} = 80$ *кг/см*), процент армирования $\mu_а = 0{,}9\%$, $\mu_{сп} = 1\%$; сталь класса А-I ($R_а = 2100$ *кг/см*²).

Площадь сечения бетона ядра и диаметр ядра определяем по формулам (I.120) и (I.121)

$$F_я = \frac{280\,000}{80 + 0{,}009 \cdot 2100 + 2 \cdot 0{,}01 \cdot 2100} \approx 2000\ см^2;$$

$$D_я = \sqrt{\frac{4 \cdot 2000}{3,14}} \approx 50 \text{ см}.$$

Полный диаметр колонны

$$D = D_я + 5 \text{ см} = 50 + 5 = 55 \text{ см}.$$

Площадь сечения продольной арматуры определяем по формуле (I.122)

$$F_а = 0,009 \cdot 2000 = 18 \text{ см}^2.$$

Спиральной — по формуле (I.123)

$$F_{сп} = 0,01 \cdot 2000 = 20 \text{ см}^2.$$

Шаг спирали при $d_{сп} = 10$ *м* и $f_{сп} = 0,785$ *см*² из формулы (I.119) равен

$$s = \frac{\pi D_я f_{сп}}{F_{сп}} = \frac{3,14 \cdot 50 \cdot 0,785}{20} = 6 \text{ см}.$$

СТОЙКИ С ЖЕСТКОЙ АРМАТУРОЙ

Жесткая арматура применяется обычно тогда, когда она в процессе возведения здания (до бетонирования) используется в качестве лесов — несущей конструкции, позволяющей одновременно с бетонированием производить сборку колонн и перекрытий вышележащих двух-трех этажей, или с целью уменьшения сечения стойки. Поэтому расчет стоек с жесткой арматурой (см. рис. I.80) производится в две стадии. В первой стадии подбирается сечение жесткой арматуры в необетонированном состоянии по нагрузке, приходящейся на нее в период возведения здания (вес рабочих, вес бетона и опалубки элементов вышележащих двух-трех этажей и вес транспортных приспособлений, если таковые предусмотрены). Затем колонна рассчитывается во второй стадии на полную расчетную (эксплуатационную) нагрузку.

В качестве жесткой арматуры для центрально сжатых элементов гражданских зданий обычно применяют прокатные балки (двутавры, швеллеры, уголки). Кроме жесткой арматуры, по углам сечения (часто и посредине граней) устанавливают и гибкую арматуру: 4—8 стержней, к которым крепят хомуты. Хомуты устанавливают всегда независимо от сечения стойки и профиля жесткой арматуры; при этом соблюдаются все требования, предъявляемые к колоннам с гибкой арматурой. Наиболее часто применяемые профили жесткой арматуры и их положение в сечении приведены на рис. I.80.

Площадь поперечного сечения арматуры (жесткой и гибкой) не должна превышать 10—12% сечения бетона. В этом случае, как было указано, благодаря пластическим деформациям, возникающим в бетоне, обеспечивается полное использование несущей способности обоих материалов. Вследствие этого сопротивление стойки слагается из суммы сопротивлений сжатию бетона $F_б R_{пр}$, продольной жесткой и гибкой арматуры

$$(F_{а.ж} + F_а)(R_{а.с} - R_{пр}).$$

Расчет стоек с жесткой арматурой производится по следующим формулам:

при обыкновенных хомутах

$$N_п = \varphi [R_{пр} F_б + (R_{а.с} - R_{пр}) F_а + (R_{а.ж} - R_{пр}) F_{а.ж}]; \qquad (I.124)$$

при спиральной арматуре

$$N_п = \varphi [R_{пр} F_я + (R_{а.с} - R_{пр}) F_а + (R_{а.ж} - R_{пр}) F_{а.ж} + 2R_а^с F_{сп}]. \qquad (I.125)$$

Профиль жесткой арматуры обычно подбирают заранее из условий прочности и устойчивости на нагрузку, приходящуюся на нее в период строительства. Диаметром и числом стержней гибкой арматуры

также задаются. Поэтому для определения площади бетона формулы (I.124) и (I.125) могут быть записаны в таком виде:

при обыкновенных хомутах

$$F_б = \frac{\frac{N_п}{\varphi} - (R_{а.с} - R_{пр}) F_а - (R_{а.ж} - R_{пр}) F_{а.ж}}{R_{пр}}; \qquad (I.126)$$

при спиральной арматуре $\left(\text{когда } \frac{l_0}{D} \leqslant 10\right)$

$$F_я = \frac{\frac{N_п}{\varphi} - (R_{а.с} - R_{пр}) F_а - (R_{а.ж} - R_{пр}) F_{а.ж} - 2F_{сп}R_а^с}{R_{пр}}. \qquad (I.127)$$

Пример 30. Рассчитать стойку с жесткой арматурой первого этажа многоэтажного здания. Жесткая арматура подобрана из условия работы профилей без бетона и принята из 2 $\overline{I}$ № 18 ($F_{а.ж} = 35{,}5 \cdot 2 = 71$ *см*²); гибкая арматура принята из 8 ∅ 22 ($F_а = 3{,}8 \cdot 8 = 30{,}4$ *см*²); расчетная сжимающая центрально приложенная сила (при эксплуатации) $N_п = 338$ *т*; бетон марки 200, $\varphi = 0{,}92$; сталь класса А-I.

Необходимую площадь бетона колонны определяем по формуле (I.126)

$$F_б = \frac{\frac{338\,000}{0{,}92} - (2100 - 80)\,30{,}4 - (2100 - 80)\,71}{80} = 2040 \text{ см}^2;$$

сторона колонны квадратного сечения

$$b = \sqrt{2040} = 45 \text{ см};$$

диаметр круглого сечения

$$D_я = \sqrt{\frac{4 \cdot 2040}{3{,}14}} = 51 \text{ см}.$$

Пример 31. Рассчитать стойку по данным примера 30, но при спиральной арматуре, бетоне марки 200 и $\varphi = 1$. Задаемся $f_{сп} = 0{,}785$ *см*² (∅ 10 *мм*); $s = 8$ *см*; $D_я = 40$ *см* (предварительно).

Приведенное сечение спирали определяем по формуле (I.119)

$$F_{сп} = \frac{\pi D_я f_с}{s} = \frac{3{,}14 \cdot 40 \cdot 0{,}785}{8} = 12{,}3 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения бетона колонны определяем по формуле (I.127)

$$F_я = \frac{\frac{338\,000}{1} - (2100 - 80)\,30{,}4 - (2100 - 80)\,71 - 2 \cdot 12{,}3 \cdot 2100}{80} = 1050 \text{ см}^2;$$

$$D_я = \sqrt{\frac{4 \cdot 1050}{3{,}14}} = 37 \text{ см};$$

$$D = D_я + 5 = 37 + 5 = 42 \text{ см}.$$

РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ СТОЕК ПО ТАБЛИЦАМ

Для расчета центрально сжатых элементов с обыкновенными хомутами и спиральной арматурой составлена табл. I.22, в которой приведены величины $N_б$, $N_а$ и $N_с$, воспринимаемые соответственно бетоном, продольной арматурой и спиралью.

Расчет по табл. I.22 состоит в том, что по одной из горизонтальных строк принимают такие значения величин $N_б + N_а$ (при колонне с обыкновенными хомутами) или $N_б + N_а + N_с$ (при колонне со спиральной арматурой), которые в сумме составили бы не менее величины N — приведенной расчетной сжимающей силы. В колонне с обыкно-

Сечения центрально сжатых железобетонных элементов

Площадь сечения $F_б$ в *см*²	Размеры сечения $b \times h$ или $D_я$ в *см*	Расчетное усилие $N_б$ в *т*, воспринимаемое бетоном марки				Расчетное усилие $N_а$ в *т*, воспринимаемое при проценте							
		150	200	300	400	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
625	25·25□	32,5	40,0	65,0	85,0	5,1	6,1	7,1	8,1	9,1	10,1	11,1	12,1
750	25·30▭	39,0	48,0	78,0	102,0	6,1	7,3	8,5	9,7	10,9	12,1	13,3	14,5
490	25 ○	22,4	27,6	45,0	58,5	3,5	4,2	4,9	5,6	6,3	7,0	7,7	8,4
900	30·30□	58,5	72,0	116,5	153,0	9,1	10,9	12,7	14,5	16,3	18,1	19,9	21,7
1200	30·40▭	78,0	96,0	156,0	204,0	12,1	14,9	16,9	19,4	21,8	24,2	26,6	29,0
707	30 ○	45,8	56,4	92,0	120,0	7,1	8,5	9,9	11,4	12,8	14,2	15,7	17,1
1225	35·35□	79,5	98,0	159,0	208,0	12,4	14,9	17,4	19,9	22,4	24,8	27,3	29,8
1575	35·45▭	102,5	126,0	205,0	268,0	15,9	19,1	22,3	25,5	28,7	31,9	35,1	38,3
964	35 ○	62,6	77,2	125,3	164,0	9,7	11,6	13,6	15,6	17,5	19,5	21,4	23,4
1600	40·40□	103,8	127,8	208,0	272,0	16,2	19,4	22,6	25,8	29,0	32,3	35,6	38,8
2000	40·50▭	130,0	160,0	260,0	340,0	20,2	24,2	28,3	32,3	36,3	40,4	44,4	48,4
1225	40○	81,6	100,5	163,0	214,0	12,7	15,2	17,7	20,3	22,8	25,3	27,8	30,4
2025	45·45□	131,2	162,0	263,5	345,0	20,5	24,6	28,6	32,7	36,8	40,9	45,0	49,1
2475	45·55▭	161,0	198,0	322,0	421,0	25,0	30,0	35,0	40,0	45,0	50,0	55,0	60,0
1590	45○	103,3	127,0	207,0	270,0	16,1	19,3	22,5	25,7	28,9	32,2	35,4	38,6
2500	50·50□	162,5	200,0	325,0	425,0	25,3	30,4	35,4	40,5	45,5	50,6	55,6	60,7
3000	50·60▭	195,0	240,0	390,0	510,0	30,4	36,4	42,5	48,6	54,6	60,7	66,9	73,0
1960	50 ○	127,0	156,8	254,2	333,0	19,8	23,7	27,7	31,7	35,7	39,7	43,7	47,6
3025	55·55□	196,5	242,0	393,0	514,0	30,5	36,6	42,7	48,8	54,9	61,0	67,1	73,2
2375	55 ○	154,5	189,0	309,0	404,0	24,0	28,8	33,6	38,4	43,2	48,0	52,1	57,6
3600	60·60□	234,0	288,0	468,0	612,0	36,4	43,6	50,9	58,2	65,5	72,8	80,2	87,5
2825	60 ○	183,5	226,0	367,0	480,0	28,5	34,2	39,9	45,6	51,3	57,0	62,7	68,4
4900	70·70□	319,0	392,0	638,0	833,0	49,5	59,4	69,3	79,2	89,1	99,0	108,9	118,8
3850	70 ○	250,0	308,0	500,0	654,0	38,9	46,7	54,4	62,2	70,0	77,8	85,6	93,4
5620	75·75□	366,0	451,0	732,0	957,0	56,7	68,0	79,5	90,8	102,0	113,5	125,0	136,4
4420	70 ○	287,0	354,0	575,0	751,0	44,1	52,2	61,7	70,6	79,3	88,2	97,2	105,8

Примечания: 1. Таблица составлена для стоек с отношением расчетной длины стойки l_0 к меньшему размеру поперечного сечения $l_0/b < 10$; при отношении $l_0/b > 10$ подбор сечения производится по приведенной расчетной силе $\frac{N_п}{\varphi}$ (φ — коэффициент продольного изгиба).

2. Спиральная арматура учитывается только при $\frac{l_0}{D} < 10$.

3. Таблица составлена для арматуры из стали класса А-I с расчетным сопротив-

венными хомутами рекомендуется принимать величину $N_б = (0{,}7 \div 0{,}8)\ N$; в колонне со спиральной арматурой $N_б = (0{,}5 + 0{,}6)\ N$ (см. примечания к табл. I.22).

Пример 32. Подобрать сечение арматуры в стойках сборного железобетонного каркаса 9-этажного здания при помощи табл. I.22. Сечение стойки во всех ярусах принято одинаковое и равно 30×40 *см*. Высота ярусов 3,0 *м* ($\varphi = 1$). Арматура — сталь класса А-II периодического профиля ($R_а = 2700$ *кг/см*²), поэтому площадь арматуры, найденную по таблице, умножаем на отношение $\frac{2100}{2700} = 0{,}78$.

Таблица I. 22

с гибкой арматурой и обыкновенными хомутами или спиралью

продольной арматурой из стали класса А-I при армирования μ								Расчетное усилие N_c в *т*, воспринимаемое спиралью при диаметре в *мм*								
								6			8			10		
								Шаг спирали *s* в *см*								
1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	6	7	8	6	7	8	6	7	8
13,1	14,1	15,1	16,2	17,2	18,2	19,2	20,2									
15,8	17,0	18,2	19,4	20,6	21,8	23,0	24,2									
9,1	9,8	10,5	11,2	11,9	12,6	13,3	14,0	11,5	9,9	8,7	20,6	17,6	15,5	32,5	27,8	24,4
23,6	25,4	27,2	29,0	30,9	32,7	34,5	36,3									
31,4	33,9	36,4	38,8	41,2	43,6	46,0	48,4									
18,5	19,9	21,4	22,8	24,2	25,6	27,0	28,5	18,6	15,9	14,0	33,0	28,5	24,7	51,8	44,5	38,7
32,3	34,8	37,2	39,7	42,2	44,7	47,2	49,7									
41,5	44,6	47,8	51,0	54,2	57,4	60,6	63,8									
25,3	27,3	29,2	31,2	33,1	35,1	37,0	39,0	21,7	18,6	16,5	38,5	33,1	28,8	60,5	51,8	45,2
42,0	45,2	48,5	51,7	55,0	58,2	61,4	64,6									
52,5	56,5	60,5	64,5	68,6	72,6	76,6	80,7									
32,9	35,4	38,0	40,5	43,0	45,5	48,0	50,6	24,8	21,2	18,6	44,0	37,8	33,0	69,1	59,3	51,7
53,3	57,3	61,3	65,4	69,5	73,6	77,7	81,8									
65,0	70,0	75,0	80,0	85,0	90,0	95,0	100,0									
41,8	45,0	48,2	51,5	54,7	58,0	61,2	64,4	27,9	23,9	20,9	49,5	42,5	37,1	77,8	66,7	58,1
65,7	70,8	75,9	81,0	86,0	91,0	96,0	101,0									
79,1	85,2	91,3	97,4	103,5	109,5	115,6	121,7									
51,6	55,6	59,4	63,4	67,3	71,3	75,2	79,2	31,0	26,5	23,2	55,0	47,2	41,2	86,5	74,0	64,5
79,3	85,4	91,5	97,6	103,7	109,8	115,9	122,0									
62,4	67,2	72,0	76,8	81,6	86,4	91,2	96,0	34,1	29,1	25,6	60,5	52,0	45,3	95,0	81,5	71,0
94,8	102,0	109,0	116,4	123,7	131,0	138,2	145,6									
74,1	79,8	85,5	91,3	97,0	102,6	108,1	113,8	37,2	31,8	27,9	66,0	56,7	49,5	103,7	88,8	75,5
127,7	138,6	148,5	158,4	168,3	178,2	188,1	198,0									
101,0	108,8	116,6	124,4	132,1	140,0	147,8	155,6	43,3	37,1	32,5	77,0	66,1	57,7	121,0	103,7	90,5
147,6	159,0	170,5	181,8	193,1	204,5	216,0	227,0									
114,5	123,4	132,1	141,0	150,0	158,6	167,5	176,5	46,5	34,8	34,9	82,5	71,0	61,8	120,0	111,0	98,8

лением $R_a=2100$ *кг/см*²; при арматуре с расчетным сопротивлением R_a' площадь стали, найденная по таблице, умножается на отношение R_a/R_a', составляющее для стали класса А-II $\frac{2100}{2700}=0{,}78$; для стали класса А-III $\frac{2100}{3400}=0{,}62$.

4. В таблице величины N_a даны для $\mu=2\%$; при большем проценте армирования (например $\mu=2{,}6\%$) величина N_a ($\mu=2{,}6\%$) складывается из двух величин: N_a ($\mu=2\%$) и N_a ($\mu=0{,}6\%$).

Стойки двухъярусные; подбор сечений произведен по усилию, действующему в нижнем ярусе рассматриваемой стойки.

Стойки 8-го и 9-го ярусов. $N_8=110{,}0$ *т*. По табл. I.22 при бетоне марки 200 и $\mu=0{,}6\%$ (горизонтальная строка $b\times h=30\times40$ *см*) находим несущую способность бетона $N_б$, арматуры N_a и площадь арматуры F_a:

$$N_б+N_a=96{,}0+14{,}9=110{,}9\approx N_8=110{,}0\ т;$$

$$F_a=\mu F_б 0{,}78=\frac{0{,}6}{100}\cdot30\cdot40\cdot0{,}78=5{,}7\ см^2.$$

Принимаем 4 ∅ 14А-II.

Стойки 6-го и 7-го ярусов. $N_6=165$ *т*; бетон марки 200; $\mu=2{,}9\%$. По табл. I.22 находим:

$$N_б+N_a=96{,}0+(48{,}4+21{,}8)=166{,}2\ т>N_6=165\ т;$$

Подбор сечений центрально сжатых элементов с жесткой

Площадь сечения $F_б$ в $см^2$	Сторона квадрата, диаметр D или $D_я$ в $см$	Расчетное усилие $N_б$ в т, воспринимаемое бетоном марки			Расчетное усилие $N_{а.ж}$ в т, воспринимаемое жесткой арматурой прокатных									
					(ГОСТ 8240—56)							(ГОСТ		
		150	200	300	16	18	20	22	24	27	30	16	18	20
625	25□	32,5	40,0	65	64,6	74,1	—	—	—	—	—	72,1	83,0	—
491	25○	22,4	27,6	44,8	64,6	74,1	—	—	—	—	—	72,1	83,0	—
900	30□	58,5	72,0	117,0	76,1	87,0	98,2	112,0	—	—	—	84,8	98,2	112,5
707	30○	46	56,6	92,0	76,1	87,0	98,2	112,0	—	—	—	84,8	98,2	112,5
1225	35□	79,8	98,0	159,8	76,1	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	—	84,8	98,2	112,5
962	35○	62,5	77,0	125,0	76,1	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	—	84,8	98,2	112,5
1600	40□	103,8	128,0	207,6	76,1	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5
1257	40○	81,9	100,5	163,6	76,1	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5
2025	45□	131,3	162,0	262,6	76,1	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5
1590	45○	103,3	127,2	206,6	76,1	87,0	99,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5
2500	50□	162,5	200,0	325,0	76,1	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5
1964	50○	127,5	157,0	255,0	76,1	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5
3025	55□	190,5	242,0	393,0	76,1	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5
2376	55○	154,0	190,0	308,0	76,1	87,0	98,7	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5
3600	60□	234,0	288,0	468,0	76,1	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5
2827	60○	183,8	226,0	367,6	76,1	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5
4225	65□	274,0	338,0	548,0	76,1	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5
3318	65○	215,5	254,0	431,0	76,1	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5
4900	70□	318,0	392,0	636,0	16,1	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,4	98,2	112,5
3849	70○	250,0	308,0	500,0	76,1	57,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,4	98,2	112,5
5625	75□	365,0	450,0	733,0	76,6	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5
4418	75○	287,5	354,0	575,0	76,6	87,0	98,2	112,0	128,2	148,0	170,0	84,8	98,2	112,5

$$F_а = \mu F_б\, 0{,}78 = \frac{2{,}9}{100} \cdot 30 \cdot 40 = 27\ см^2.$$

Принимаем 10 ∅20А-II.

Стойки 4-го и 5-го ярусов. $N_4 = 220$ *т*; бетон марки 300; $\mu = 2{,}7\%$. По табл. I. 22 находим:

$$N_б + N_а = 156{,}0 + (48{,}4 + 16{,}9) = 221{,}3\ т > N_4 = 220{,}0\ т;$$

$$F_а = \mu F_б = \frac{2{,}7}{100} \cdot 30 \cdot 40 \cdot 0{,}78 = 25{,}3\ см^2.$$

Принимаем 10 ∅ 18А-II.

Стойки 2-го и 3-го ярусов. $N_2 = 275{,}0$ *т*; бетон марки 300 и $\mu = 4{,}9\%$. По табл. I.22 находим:

$$N_б + N_а = 156 + (48{,}4 \cdot 2 + 21{,}8) = 274{,}6 \approx N_2 = 275{,}0\ т;$$

$$F_а = \mu F_б\, 0{,}78 = \frac{4{,}9}{100} \cdot 30 \cdot 40 \cdot 0{,}78 = 46\ см^2.$$

Принимаем 10 ∅ 25А-II.

Из найденной арматуры сваривают плоские каркасы (см. рис. I.75 и I.76), а из последних — пространственные арматурные каркасы.

Пример 33. Рассчитать стойку, поддерживающую главную балку перекрытия, при таких данных: смежные пролеты главной балки разнятся по длине на 10%; расчетная сжимающая сила $N_п = 156{,}5$ *т*; $l_0 = 3{,}50$ *м*; $R_а = 2100$ *кг/см²*.

---

* См. примечание 1 к табл. I.22.

Таблица I. 23

арматурой и обыкновенными хомутами или спиралью *

при сечениях профилей (8239—56)				Расчетное усилие $N_а$ в *т*, воспринимаемое гибкой арматурой при			Расчетное усилие $N_с$ в *т*, воспринимаемое спиралью при диаметре в *мм*								
							6			8			10		
							Шаг спирали *s* в *мм*								
22	24	27	30	4⊗16 *мм*	4⊗18 *мм*	4⊗20 *мм*	6	7	8	6	7	8	6	7	8
—	—	—	—	12,8	16,4	20,2									
—	—	—	—	11,3	14,5	17,7	11,5	9,9	8,7	20,6	17,6	15,5	32,5	27,8	24,4
128,6	—	—	—	16,1	20,4	25,4									
128,6	—	—	—	16,1	20,4	25,4	18,6	15,9	14,1	33,0	28,4	24,7	51,8	44,5	38,7
128,6	146,0	—	—	16,1	20,4	25,4									
128,6	146,0	—	—	16,1	20,4	25,4	21,7	18,6	16,5	38,5	32,1	28,8	60,5	51,8	45,2
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4									
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4	24,8	21,2	18,6	44,0	37,8	33,0	69,1	59,3	51,7
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4									
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4	27,9	23,9	20,9	49,5	42,5	37,1	77,8	66,7	58,1
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4									
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4	31,0	26,5	23,2	55,0	47,2	41,2	86,5	74,0	64,5
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4									
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4	34,1	29,1	25,6	60,5	52,0	45,3	95,0	81,5	71,0
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4									
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4	37,2	31,8	27,9	66,0	56,7	49,5	103,7	88,8	77,5
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4									
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4	40,3	34,5	30,2	71,5	61,5	53,6	112,3	96,2	84,0
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4									
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4	43,3	37,1	32,5	77,0	66,2	57,7	121,0	103,7	90,5
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4									
128,6	146,0	168,5	195,0	16,1	20,4	25,4	46,5	39,8	34,8	82,5	71,0	61,8	129,5	110,0	96,9

Так как стойка монолитно связана с главной балкой, то для учета влияния изгибающего момента, возникающего в стойке, величину сжимающей силы $N_п$ умножаем на коэффициент 1,1

$$N = 1,1 \cdot 156,5 = 172,0 \ т.$$

Подбираем колонну квадратного и круглого поперечного сечений.

При квадратном сечении размером 40×40 *см* по табл. I.22 при $\mu = 1,5\%$ и бетоне марки 200 находим:

$$N_б + N_а = 127,8 + 48,5 = 176,3 \ т > N;$$

$$F_а = \mu F_б = \frac{1,5}{100} \cdot 40 \cdot 40 = 24,0 \ см^2.$$

Принимаем 8 ∅ 20А-I.

Для круглого сечения диаметром $D = 45$ *см* с обыкновенными хомутами по табл. I.22 при $\mu = 1,4\%$ и бетоне марки 200 находим:

$$N_б + N_а = 127,0 + 45,0 = 172,0 \ т > N;$$

$$F_а = \mu F_б = \frac{1,4}{100} \cdot 1590 = 21,5 \ см^2.$$

Принимаем 9 ∅ 18А-I.

Для круглого сечения со спиральной арматурой при $D_я = 40$ *см*, $\mu = 1,2\%$, марке бетона 200, диаметре стержней спирали 8 *мм*, шаге спирали 6 *см* находим:

$$N_б + N_а + N_с = 100,5 + 30,4 + 44,0 = 174,9 \ т;$$

$$F_а = \mu F_б = \frac{1,2}{100} \cdot 1255 = 15,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем 8 ∅ 16А-I.

Пример 34 Рассчитать стойку по данным примера 33, но при $l_0 = 8,1$ *м*.

Сечение квадратное; отношение $l : b = 810 : 45 = 18 > 8$; $\varphi = 0,85$ (табл. I.21); $N_р = 1,1 \frac{1}{\varphi} N = 1,1 \frac{1}{0,85} \cdot 156,5 = 203$ *т*; арматура — сталь класса А-II ($R_а = 2700$ *кг/см*²).

Принимаем бетон марки 200; $\mu = 1,1\%$; сечение стойки 45×45 *см*. Тогда

$$N_б + N_а = 162 + 45 = 207 \text{ т} > N = 203 \text{ т};$$

$$F_а = \mu F_б \frac{R_а}{R'_а} = \frac{1,3}{100} \cdot 2025 \cdot 0,78 = 23 \text{ см}^2.$$

Для расчета колонн с жесткой арматурой составлена табл. I.23, в которой приведены величины $N_б$, $N_{а.ж}$, $N_а$ и $N_с$, воспринимаемые соответственно бетоном, жесткой арматурой, продольной гибкой арматурой и спиралью.

Расчет по табл. I.23 состоит в том, что по одной из горизонтальных строк принимают такие значения величин $N_б$, $N_{а.ж}$ и $N_а$ (при обыкновенных хомутах) или $N_б$, $N_{а.ж}$, $N_а$ и $N_с$ (при спиральной арматуре), которые в сумме составили бы величину, не меньшую величины расчетной сжимающей силы N.

Пример 35. Подобрать сечение стойки с жесткой арматурой и обыкновенными хомутами при таких данных: $N = 278,0$ *т*; бетон марки 200; арматура — сталь класса А-I. Подбираем квадратное и круглое сечения.

По табл. I.23 принимаем:

сечение квадратное 40×40 *см* ($N_б = 128,0$ *т*); жесткая арматура из 2 ⊥ № 22 ($N_{а.ж} = 125,0$ *т*); гибкая арматура 4 ∅ 20, $N_а = 25,4$ *т*; полная несущая способность стойки $[N] = N_б + N_{а.ж} + N_а = 128,0 + 128,6 + 25,4 = 282 \approx N = 278,0$ *т*;

сечение круглое $d = 45$ *см* ($N_б = 127,0$ *т*); жесткая арматура из 2 ⊥ № 22 ($N_{а.ж} = 125,0$ *т*); гибкая арматура 4 ∅ 20 ($N_а = 25,4$ *т*); полная несущая способность стойки $[N] = N_б + N_{а.ж} + N_а = 127,2 + 128,6 + 25,4 = 281,2 \approx N = 278,0$ *т*.

СТЫКИ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

Колонны сборного железобетонного каркаса многоэтажных зданий собирают из отдельных элементов. Стыки колонн обычно располагаются через этаж. В настоящее время для многоэтажных зданий применяют следующие типы стыков.

Тип 1. Стыки с металлическими оголовниками, привариваемыми к продольной арматуре (рис. I.84).

Тип 2. Стыки с оголовниками из горизонтальных листов, заанкеренных в бетон на торцах стыкуемых элементов (рис. I.85).

Тип 3. Стыки колонн со сферическим (рис. I.86) или плоским (рис. I.87) бетонным торцом и сваренными между собой выпусками арматуры.

Тип 4. Стыки со сферическими бетонными поверхностями, образующими бетонный шарнир (рис. I.88).

Встречаются также монолитный стык со сваркой выпусков арматуры и последующим замоноличиванием и так называемый платформенный стык (рис. I.89).

Область применения этих типов стыков — здания малой этажности.

Стыки с металлическими оголовниками. Между оголовниками в плоскости стыка укладываются центрирующие прокладки толщиной 3—4 *мм* и размером в плане 0,40÷0,50 от площади сечения колонны.

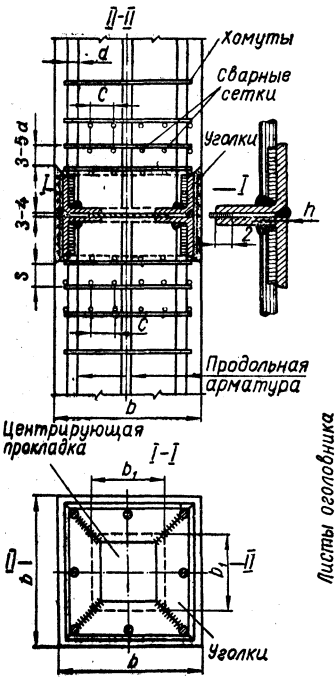


Рис. I.84. Стык стойки с оголовниками из уголковой стали (продольные стержни приварены к оголовнику).

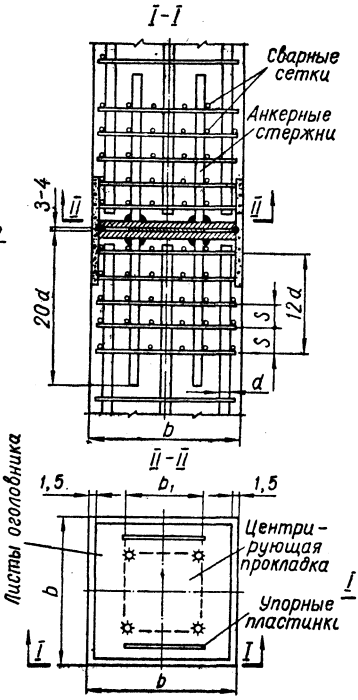


Рис. I.85. Стык стойки с оголовниками из горизонтальных листов (продольные стержни не приварены к оголовнику).

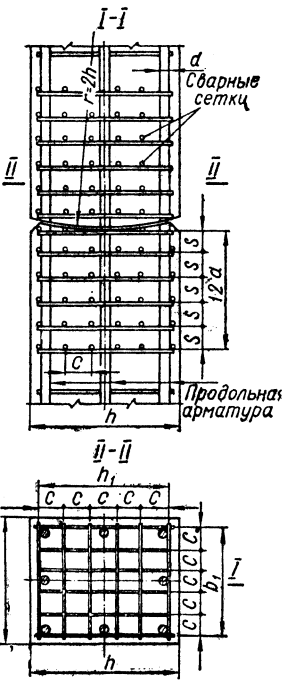


Рис. I.86. Стык колонн со сферическим торцом с применением ванной сварки.

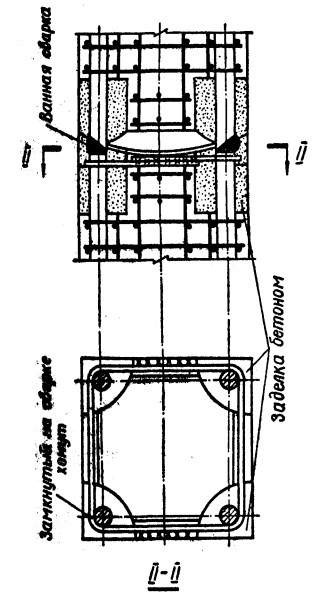


Рис. I.87. Стык колонн с плоским торцом.

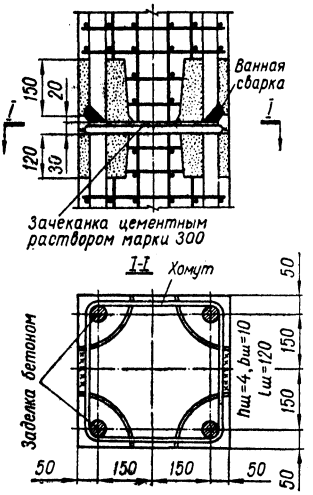


Рис. I.88. Шарнирный стык колонн со сферическим торцом.

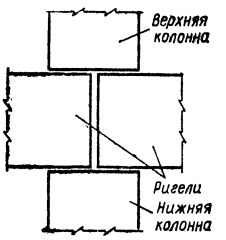


Рис. I.89. Схема платформенного стыка.

Размеры оголовников в плане на 2—4 *см* меньше размеров колонны. Они соединяются между собой по периметру (после установки и выверки колонны) сварным швом и защищаются от коррозии слоем цементного раствора толщиной 15—20 *мм*, который наносится по тонкой металлической сетке.

Оголовники передают продольное усилие, действующее в верхнем стыкуемом элементе, на нижний совместной работой бетона через центрирующую прокладку и сварного шва по периметру оголовника. В бетоне вблизи стыка возникают местные перенапряжения. Поэтому на концах элементов устанавливают сварные сетки из стержней $d=5\div6$ *мм*, с шагом в плане $c=5\div6$ *см* и по высоте стойки $s=6\div8$ *см*.

Расчет стыков сводится к определению долей усилия: $N_п$, передаваемой на центрирующую прокладку, и $N_ш$ — на сварной шов. Стык центрально сжатой колонны должен обеспечить передачу продольной силы N и небольшого по величине изгибающего момента M, который может возникнуть в колонне при неполном центрировании элементов в стыке. Эксцентриситет принимается равным 2—3 *см*, что обычно составляет 0,05—0,1 h.

Расчет ведут в таком порядке.

Часть усилия $N_п$, передаваемую на центрирующую прокладку, определяют по формуле

$$N_п = \xi R_{пр} F_{см}, \tag{I.128}$$

где ξ — коэффициент, учитывающий повышение расчетного сопротивления бетона на смятие, принимаемый равным $2\div3{,}5$ и определяемый по формуле

$$\xi = 4 - 3\sqrt{\frac{F_{см}}{F}}; \tag{I.129}$$

$F_{см}$ — площадь контакта (смятия) под центрирующей прокладкой;
F — площадь поперечного сечения;
$R_{пр}$ — призменная прочность бетона (см. табл. I.2).

Часть усилия $N_ш$, передаваемого на шов, и высоту $h_ш$ сварного шва определяют по формуле

$$h_ш = \frac{N - N_п}{0{,}7 R_{св} l_ш}, \tag{I.130}$$

где $l_ш$ — длина сварного шва по периметру оголовника;
$R_{св}$ — расчетное сопротивление сварного шва.

Расчетное усилие определяют с учетом возможного эксцентриситета $e_0=2\div3$ *см* по формуле

$$N_р = N\left(1 + \frac{2e_0}{h_0}\right). \tag{I.131}$$

Пример 36. Рассчитать стык сборной железобетонной стойки с металлическими оголовниками, приваренными к продольным стержням стойки (см. рис. I.84), при следующих данных: усилие, сжимающее стойку, $N=196$ *т*; сечение стойки $b\times h=30\times40$ *см*, площадь центрирующей прокладки $b_1\times h_1=18\times24$ ($F_{см}=432$ *см*²); бетон марки 300 ($R_{пр}=130$ *кг/см*²). Учитываем наличие эксцентриситета $e_0=3$ *см*.

Определяем расчетное сжимающее усилие по формуле (I.131)

$$N_р = N\left(1 + \frac{2e_0}{h_0}\right) = 196\left(1 + \frac{2\cdot3}{37}\right) = 228 \text{ т}.$$

Коэффициент ξ по формуле (I.129) равен

$$\xi = 4 - 3\sqrt{\frac{F_{см}}{F}} = 4 - 3\sqrt{\frac{432}{30\cdot40}} = 2{,}2.$$

Часть усилия, передаваемого на центрирующую прокладку, определяем по формуле (I.128)

$$N_п = \xi R_п F_{см} = 2{,}2 \cdot 130 \cdot 432 = 134\,000 \text{ кг};$$

высоту сварного шва — по формуле (I.30)

$$h_ш = \frac{N_р - N_п}{0{,}7 R_{св} l_ш} = \frac{228\,000 - 134\,000}{0{,}7 \cdot 1300\,(27 + 37)\,2} \approx 0{,}8 \text{ см}.$$

Стыки с оголовниками из горизонтальных листов, заанкеренных в бетон на торцах стыкуемых элементов (см. рис. I.85), рекомендуется применять для центрально нагруженных колонн. Стержни арматурных каркасов обычно не доводятся до горизонтальных листов на 1—2 *см*. Усилие сжатия, действующее в арматурном каркасе вышележащего стыкуемого элемента, передается на нижележащий через бетон в зоне стыка. Продольные стержни по мере приближения к торцам оказываются все менее заанкеренными в бетоне и постепенно выключаются из работы на сжатие, а у торцов вовсе не работают — происходит перераспределение усилий — переход усилия сжатия с арматуры на бетон.

Задача заключается в том, чтобы увеличить несущую способность бетона на концах стоек. Достигается это армированием бетона в зоне стыка сварными сетками — косвенной арматурой. Сварные сетки на концах стыкуемых элементов заменяют продольную арматуру и поэтому процент косвенного армирования должен быть эквивалентен проценту продольного армирования элемента стойки и определен расчетом.

При усилении бетона на концах элементов сварными сетками не следует вводить в работу на сжатие бетон, находящийся за пределами поперечного сечения сеток: сетки следует применять из стержней диаметром 4—12 *мм*, шагом $c = 5 \div 10$ *см* и расстоянием между сетками по высоте элемента $s = 4 \div 10$ *см*. Длину зон армирования поперечными сетками принимают не менее $20\,d$ при гладкой продольной арматуре и $10\,d$ при арматуре периодического профиля; продольную арматуру элементов стойки пропускают внутри внешнего контура поперечных сеток.

Расчет стыка производится по формуле

$$N_р = \xi R_{пр} F_{см} + \mu_к R_{а.х} F_я . \qquad (I.132)$$

Расчетное усилие $N_р$, воспринимаемое стыком, может быть разделено на две части: часть усилия $N_п$, передаваемую на бетон через центрирующую прокладку и определяемую по формуле (I.128), и часть усилия $N_к$, передаваемую на горизонтальные сетки и определяемую по формуле

$$N_к = \mu_к R_{а.х} F_я , \qquad (I.133)$$

где $F_я$ — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток, считая по их крайним стержням;

$\mu_к$ — объемный коэффициент косвенного армирования, определяемый по формуле

$$\mu_к = \frac{f_{а1} l_1 n_1 + f_{а2} l_2 n_2}{l_1 l_2 s} . \qquad (I.134)$$

Здесь $f_{а1}$, l_1 и n_1 — соответственно площадь сечения, длина одного стержня и число стержней в одном направлении;

$f_{а2}$, l_2 и n_2 — то же, в другом направлении;

s — расстояние между сетками по высоте стойки.

При квадратной сетке с заданными размерами сечения стержней $f_а$, шагом сетки c в обоих направлениях и расстоянием s между сетками коэффициент армирования (объемный) составит

$$\mu_к = f_а \frac{2c}{c^2 s} = \frac{2 f_а}{cs} . \qquad (I.135)$$

При известной величине $\mu_к$ размеры сетки могут быть найдены по табл. I.24.

Таблица I. 24

Коэффициент косвенного армирования $\mu_к$ в зависимости от размеров s и d при $c=5$ *см*

Коэффициент $\mu_к$ в проц.	1,96	1,56	1,30	2,82	2,26	1,88	3,87	2,10	2,58	5,00	4,00	3,00
Диаметр стержней сетки d в *мм*	5			6			7			8		
Расстояние между сетками s в *см*	4	5	6	4	5	6	4	5	6	4	5	6

Ход расчета проследим на примере.

Пример 37. Рассчитать стык сборной железобетонной стойки при данных примера 36: $N_р=228$ *т*; при сечении стойки 30×40 *см* площадь бетона $F_я=26\times36=936$ *см*²; стержни сеток $d=5$ *мм* из стали класса А-I ($R_{а.х}=1700$ *кг/см*²).

Часть усилия $N_п$, передаваемая на бетон через центрирующую прокладку, найдена в примере 36 по формуле (I.128); $N_п=134$ *т*.

Часть усилия $N_к$, которую необходимо передать на косвенную арматуру — сетки,

$$N_к = N_р - N_п = 228 - 134 = 94 \text{ т}.$$

По формуле (I.133) находим объемный коэффициент косвенного армирования $\mu_к$

$$\mu_к = \frac{N_к}{R_{а.х} F_я} \cdot 100 = \frac{94\,000}{1700 \cdot 936} \cdot 100 = 5{,}9\%.$$

Найденная величина $\mu_к$ должна быть равна или меньше процента армирования принятой сетки, определяемого по формуле (I.134).

Принимаем сетки из стержней $d=8$ *мм*, $c=4$ *см* и $s=4$ *см*, одинаковые в обоих направлениях. Объемный процент армирования по формуле (I.135) составит

$$\mu_к = f_а \frac{2}{cs} = 0{,}5 \cdot \frac{2}{4 \cdot 4} = 6{,}25\% > 5{,}9\%.$$

Стыки колонн со сферическим или плоским бетонным торцом и сваренными между собой выпусками арматуры. Передача усилия в стыке происходит через сваренные между собой выпуски арматуры колонн и бетонные торцы. Бетон в зоне стыка усиливают горизонтальными сварными сетками.

При центральном сжатии объемный коэффициент косвенного армирования $\mu_к$ может быть найден из условия

$$N_р - F_а R_а \leqslant F_я (0{,}9 R_{пр} + 2\mu_к R_{ах}), \qquad (I.135а)$$

где $F_а$ и $R_а$ — площадь и расчетное сопротивление продольной арматуры, выпущенной из колонны и стыкуемой на сварке.

$F_я$, $R_{пр}$ и $R_{ах}$ имеют те же значения, что и в формуле (I.132).

Стыки со сферическими бетонными шарнирами. В стыке со сферическим бетонным шарниром (см. рис. I.88), усилие сжатия, действующее в бетоне и в продольной арматуре верхнего стыкуемого элемента стойки, передается на нижний через сферические бетонные торцы элементов стойки. Стык имеет выпуклую сферическую поверхность на конце верхнего стыкуемого элемента стойки и вогнутую сферическую поверхность на конце нижнего элемента. Причем радиус вогнутого торца принимают больше радиуса выпуклого торца на 2 *см* и равным 1,5—2 h (h — больший размер поперечного сечения стойки).

Сферические торцы облегчают выверку стыка и центральную передачу нагрузки. Стыки рекомендуется располагать в толще перекры-

тия, где панели препятствуют боковому смещению концов элементов стоек при действии на них случайных горизонтальных нагрузок.

Концы стержней продольной арматуры не доведены до торцов на 1—2 *см*. Передача усилия сжатия происходит только через бетон. Поэтому бетон стыков со сферическим шарниром усиливают горизонтальными сварными сетками.

Несущая способность сечения стойки в зоне стыка должна быть равна или больше расчетного усилия $N_р$

$$N_р \leqslant F_я (R_{пр} + 2\mu_к R_{а.х}). \qquad (I.136)$$

Преобразуя формулу, получаем выражение для определения процента косвенного армирования

$$\mu_к = \frac{\frac{N_р}{F_я} - R_{пр}}{2R_{а.х}} \cdot 100, \qquad (I.137)$$

где $N_р$, $F_я$, $R_{пр}$ и $R_{а.х}$ имеют те же значения, что и в формуле (I.132).

Пример 38. Рассчитать стык железобетонной сборной стойки со сферическими поверхностями по данным примера 37: $N_р = 228$ *т*; при сечении стойки 30×40 *см* площадь бетона $F_я = 25 \times 35 = 875$ *см*; бетон марки 300 ($R_{пр} = 130$ *кг/см*^{2}).

Определяем процент косвенного армирования по формуле (I.137)

$$\mu_к = \frac{\frac{N_р}{F_я} - R_{пр}}{2R_{а.х}} \cdot 100 = \frac{\frac{228\,000}{875} - 130}{2 \cdot 1700} \cdot 100 = 3{,}86\%.$$

По табл. I.24 принимаем: стержни $d = 8$ *мм*; шаг сетки $c = 5$ *см*; расстояние между сетками по высоте стойки $s = 5$ *см*. Им соответствует процент армирования $\mu = 4\% \approx \approx 3{,}86\%$.

К стыкам сборных железобетонных колонн предъявляют следующие требования:

1. Должна быть обеспечена передача продольной силы от верхней колонны нижней. Для рамных каркасов, кроме того, должна быть обеспечена передача изгибающего момента.

2. Должна быть обеспечена фиксация колонны на монтаже до того, как будут смонтированы опирающиеся на нее ригели и перекрытия.

3. Стык должен быть мало чувствителен к неточностям, возникающим при изготовлении сборных железобетонных колонн и при монтаже.

4. Стык должен быть таким, чтобы его выполнение мало зависело от погоды.

Одновременное удовлетворение всех перечисленных требований затруднено. Те или иные недостатки в различной мере присущи всем перечисленным выше типам стыков. Так, сборно-монолитные стыки, осуществляемые путем сварки выпусков арматуры и последующего замоноличивания не полностью удовлетворяют второе и четвертое требования.

Сферические стыки, образующие бетонный шарнир, не удовлетворяют второе требование.

Стыки со сварными оголовниками металлоемки. Колонны со сварными оголовниками очень трудоемки в изготовлении. При наложении шва, соединяющего оба оголовника, развивается местная высокая температура, оказывающая вредное влияние на прочность бетона, окружающего оголовник. Для борьбы с этим явлением приходится тщательно выбирать режим сварки и выполнять оголовник из более толстого металла.

Стыки колонн со сферическим или плоским бетонным торцом и сваренными между собой выпусками арматуры предъявляют повышенные требования к точности изготовления изделий. Строгие допуски на размеры форм резко повышают их стоимость.

Из сказанного видно, насколько сложным и ответственным является выбор типа стыка для многоэтажного каркасного здания.

В многоэтажных гражданских зданиях сечение сборных колонн, как правило, постоянно. Увеличение несущей способности достигается изменением марки бетона и повышением процента армирования. Так как целесообразно принять один и тот же тип стыка для всех колонн, значительное влияние на выбор стыка оказывает процент армирования наиболее нагруженных колонн нижних этажей здания.

УЗЛЫ СОПРЯЖЕНИЯ СБОРНЫХ РИГЕЛЕЙ (БАЛОК) СО СТОЙКАМИ

Узлы сопряжения ригелей со стойками в сборных железобетонных каркасах бывают жесткие (рамные) и шарнирные. Жесткими выполняются обычно те узлы каркаса, которые необходимы для обеспечения устойчивости здания при действии на него ветровой нагрузки. Например, в зданиях, в которых нет поперечных стен, (см. рис. VI.6), узлы каркаса устраиваются рамными. Шарнирные узлы устраиваются, как было указано в каркасах, устойчивость которых обеспечивается наличием в здании поперечных стен (см. рис. VI.7), размещенных в плане на расстояниях, предусмотренных нормами. Шарнирные узлы просты по конструкции и получили поэтому более широкое распространение, чем жесткие. В шарнирных узлах ригели (балки) свободно опираются на опоры.

Соединения ригелей (балок) со стойками в узлах каркаса обычно осуществляется с помощью стальных закладных деталей, изготовляемых из круглой или полосовой стали или отрезков уголков, швеллеров, двутавров и др. Стальные детали закладываются в строго фиксиро-

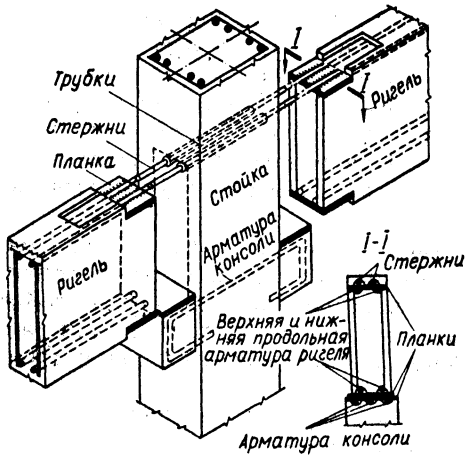


Рис. I.90. Схема сопряжения ригелей со стойкой при помощи железобетонных консолей и закладных деталей.

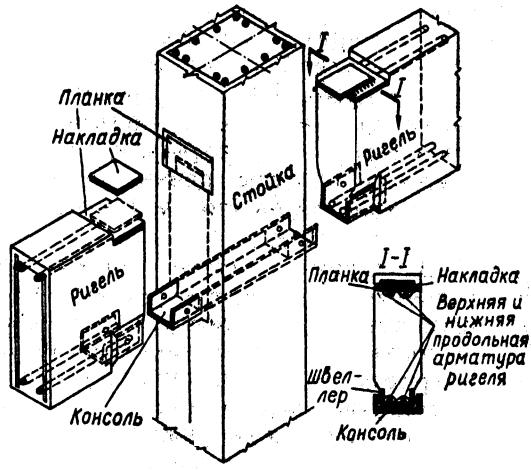


Рис. I.91. Схема сопряжения ригелей со стойкой при помощи консоли из швеллера и закладных деталей.

ванных положениях в сечениях ригелей и стоек при изготовлении и привариваются к рабочей арматуре элементов или анкерятся в бетон (рис. I.90—I.91). Затем элементы каркаса (стойки, ригели) с помощью закладных деталей соединяются между собой электросваркой. После

сборки каркаса и приварки закладных деталей зазоры между элементами в узлах тщательно заполняются цементным раствором или бетоном на мелком щебне марки, равной марке бетона элементов каркаса. Закладные детали и монтажные накладки защищаются от коррозии метал-

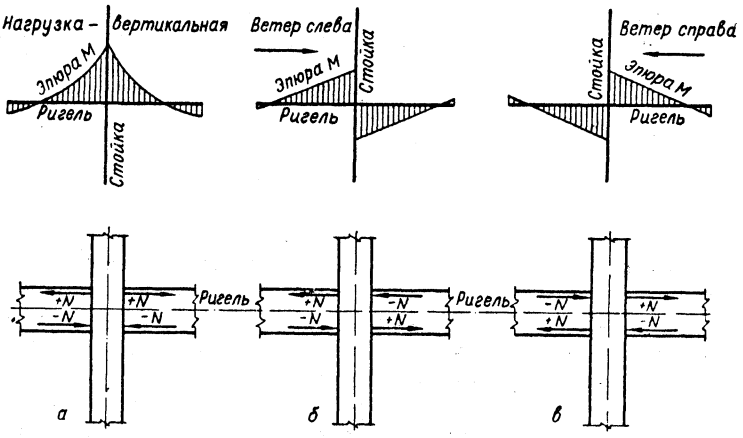


Рис. I.92. Эпюра моментов M в ригеле и усилия N в опорных сечениях:
а — при действии вертикальной нагрузки; *б* — при действии горизонтальной нагрузки слева; *в* — то же, справа.

лизацией, цементно-казеиновой эмульсией и т. п., а затем покрываются цементным раствором по металлической сетке. Хорошее заполнение зазоров достигается нагнетанием раствора под давлением. Из условий удобства монтажа размеры зазоров должны быть не менее 2—3 *см*.

Сечение закладных деталей, размеры и длины сварных швов определяются расчетом на усилия Q и M, действующие в опорных сечениях.

В зданиях, в которых есть поперечные стены и каркас работает в основном на вертикальную нагрузку, опорные моменты в ригелях средних опор (рис. I.92, *а*) вызывают вверху сечения усилия растяжения $+N$, внизу сечения — усилия сжатия — N. Усилия $+N$ и $-N$ взаимно уравновешиваются, не вовлекая колонну в работу на изгиб, если нагрузки и смежные пролеты равны по величине. Поперечные силы передаются через консоли на стойку. На эти усилия Q и $+N$ и рассчитываются закладные детали.

В зданиях, в которых каркас работает на вертикальную и горизонтальную нагрузки, в узлах возникают усилия (рис. I.92, *б* и *в*) переменного знака в зависимости от направления ветра; они создают в стойке не только сжатие, но также изгиб. В этом случае закладные детали рассчитываются на суммарные усилия, вызываемые вертикальной и горизонтальной нагрузками.

Конструкция сопряжения ригелей и стоек в узлах, сечение и крепление закладных деталей определяют работу каркаса как жесткой (рамной) или шарнирной системы. При конструировании узлов следует стремиться к тому, чтобы закладные детали были просты по форме, не усложняли изготовление элементов и не затрудняли монтажа каркаса.

На рис. I.90 показан тип жесткого узла, в котором растягивающие усилия в ригелях на опоре воспринимаются круглыми стержнями — коротышами, пропущенными через обрезки трубок, забетонированных в стойке при ее изготовлении. Число и диаметр коротышей и трубок принимают по величине растягивающего усилия N. Коротыши при-

варивают к планкам фланговыми швами, а планки приваривают к верхней продольной арматуре ригеля.

На рис. I.91 приведен узел, в котором верхняя продольная арматура ригелей на опоре прикреплена к стойке накладками, приваренными лобовыми швами к планкам, заанкеренным в стойку. Узлы подобной кон-

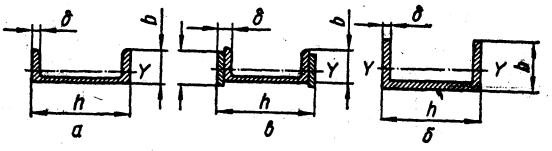


Рис. I.93. Сечения консолей из швеллера:
а — без усиления; *б* — штампованное; *в* — усиленное накладками.

струкции обычно рассматриваются как шарнирные, а ригели — как свободно опертые однопролетные балки. Опорами для ригелей служат отрезки швеллера, работающие на изгиб относительно оси $y-y$ (рис. I.93). Если прокатные профили швеллеров не удовлетворяют условия прочности, полки швеллера усиливают полосовой сталью или применяют штампованные профили швеллеров требуемой ширины полок. В запас прочности можно считать, что в работе принимают участие только полки сечения высотой b и толщиной δ с моментом сопротивления

$$W=\frac{2\delta b^2}{6}. \qquad (I.138)$$

Расчет сводится к проверке прочности консоли по формулам:

$$\sigma=\frac{M}{W}\leqslant R; \qquad (I.139)$$

$$\tau=\frac{QS}{2I\delta}=\frac{3Q}{4b\delta}\leqslant R_{ср}. \qquad (I.140)$$

На рис. I.94—I.97 показаны узлы опирания ригелей таврового сечения с подрезкой.

На торце ригеля имеется вырез, размеры которого отвечают сечению выступающей из колонны консоли. После выполнения отделочных работ консоль колонны не видна. Такая конструкция наилучшим образом отвечает архитектурным требованиям.

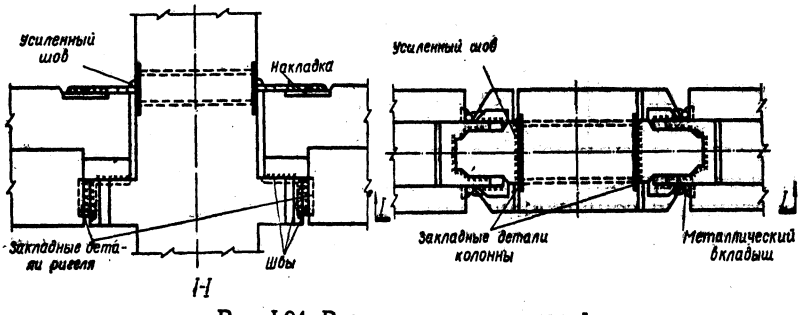


Рис. I.94. Рамное опирание ригелей.

Консоль выполняется из металла (рис. I.95) и бетонируется при изготовлении колонны.

Рамный узел (рис. I.94) требует выполнения на монтаже большого объема сварки. Поэтому там, где это возможно, следует применять

опирание ригелей шарнирное или с частичным защемлением (рис. I.96, I.97).

Расчет узла состоит в расчете консоли колонны как металлической конструкции и в определении размеров сварных швов.

В рамном узле сварные швы, закладные детали и монтажные на-

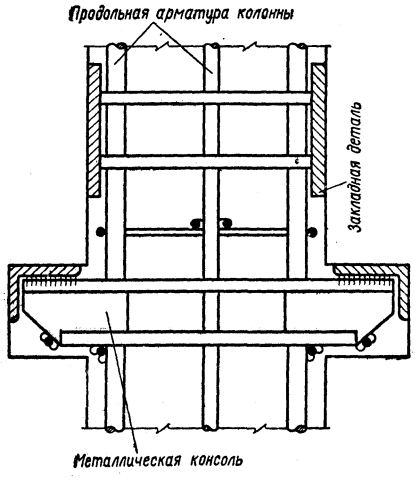


Рис. I.95. Установка металлической консоли в сборной колонне.

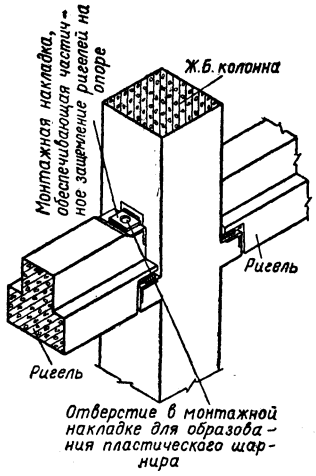


Рис. I.97. Опирание ригелей с частичным защемлением (аксонометрия узла).

кладки должны обеспечивать восприятие опорного момента, полученного из расчета рамы на вертикальные и ветровые нагрузки.

В узле с частичным защемлением сварные швы и закладные детали могут не рассчитываться на восприятие рамных моментов. Их сечение определяется участием ригеля как элемента диска перекрытия в обеспечении устойчивости колонн. Такое решение позволяет сократить объем сварки и уменьшить сечение закладных деталей. Прочность узла будет обеспечена, если в монтажной накладке, прива-

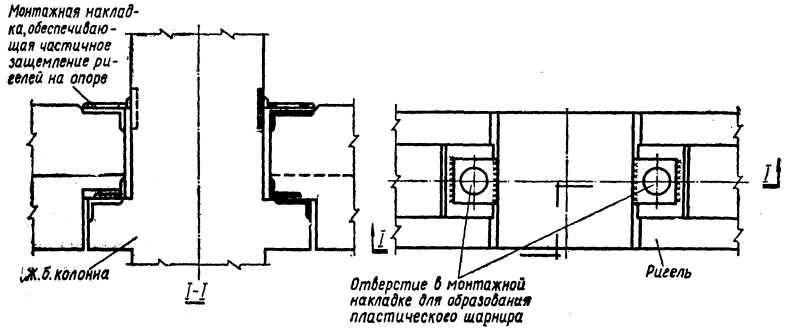


Рис. I.96. Опирание ригелей с частичным защемлением.

риваемой поверх ригеля, наступит текучесть, когда действующее в ней усилие превысит то, на которое были рассчитаны швы и закладные детали.

С этой целью монтажная накладка ослабляется отверстием.

Площадь накладки в сечении, ослабленном отверстием, находится из условия, чтобы напряжения в нем достигли предела текучести и образовался пластический шарнир до разрушения сварных швов.

Возможны и другие сочетания и размещения закладных деталей. Но любое из них должно удовлетворять основные требования, предъявляемые к узлу. Закладные детали не должны затруднять монтаж каркаса. Они должны быть просты по форме и иметь поперечные сечения, необходимые для восприятия расчетных усилий при действии на каркас вертикальных и горизонтальных нагрузок. Сварные швы, работающие на растяжение, следует по возможности применять фланговыми, а не лобовыми.

Конструкции и расчет ригелей сборных железобетонных каркасов приведены в главе VII.

РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

При расчете центрально растянутых железобетонных элементов различают случаи, когда образование трещин в бетоне допускается и когда не допускается.

В центрально растянутых железобетонных элементах, в которых образование трещин допускается, усилие растяжения N воспринимается только арматурой. Бетон в этом случае является лишь слоем, защищающим арматуру от коррозии и огня, и в работе на растяжение не учитывается, так как напряжения в нем намного превышают расчетные сопротивления бетона растяжению. Согласно указаниям норм допускается не производить проверки ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элементов, в конструкциях, не находящихся в условиях агрессивной среды либо под давлением сыпучих тел или жидкостей и не подлежащих расчету на выносливость. Расчет сводится к определению необходимой площади арматуры по формуле

$$F_a = \frac{N}{R_a}. \qquad (I.141)$$

Пример 39. Подобрать сечение железобетонной подвески (затяжки), которая работает в условиях, допускающих образование трещин в бетоне. Дано: расчетное усилие, растягивающее подвеску, $N = 18{,}7$ *т*; $R_a = 2100$ *кг/см²*. Сечение арматуры подвески определяем по формуле (I.141)

$$F_a = \frac{18\,700}{2100} = 8{,}9 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 ∅ 24 А-I ($F_a = 9{,}04$ *см²*). Поперечное сечение подвески показано на рис. I.98, *а*.

В центрально растянутых железобетонных элементах, в которых образование трещин не допускается, усилие растяжения воспринимается совместно арматурой и бетоном.

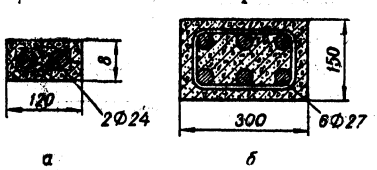


Рис. I.98. К примерам 39 (*а*) и 40 (*б*).

При этом сечение должно удовлетворять условию прочности арматуры, найденной по формуле (I.141), и прочности бетона на растяжение, чтобы в элементе не образовались трещины. Формула для расчета, полученная из условий равновесия нормативной растягивающей силы $N^н$ и расчетной несущей способности сечения, имеет вид

$$N^н = mR_pF_б\left(1 + 2n\frac{F_a}{F_б}\right), \qquad (I.142)$$

где $N^н$ — продольная сила от нормативных нагрузок;

$n = \frac{E_а}{E_б}$ — отношение модулей упругости арматуры и бетона;

$m = 1{,}9$ — коэффициент условий работы при расчете железобетонных конструкций по образованию трещин при гидростатическом давлении до 1 *ат*.

Площадь бетона $F_б$, при которой напряжения в нем не превышают $R_р$, определяют по формуле

$$F_б = \frac{N^н}{mR_р} - 2nF_а. \qquad (I.143)$$

Пример 40. Подобрать сечение железобетонной подвески (затяжки), которая работает в условиях, не допускающих образования трещин. Дано: $N^н = 16{,}2$ *т*; $N = 18{,}7$ *т*; бетон марки 300 ($R_р = 10{,}5$ *кг/см²* и $E_б = 315000$ *кг/см²*).

Необходимую площадь арматуры определяем по формуле (I.141) из условия прочности от расчетного усилия при стали класса А-I ($R_а = 2100$ *кг/см²*)

$$F_а = \frac{N}{R_а} = \frac{18\,700}{2100} = 8{,}9 \text{ см}^2.$$

Необходимую площадь бетона вычисляем по формуле (I.143) из условия прочности бетона на растяжение от нормативной нагрузки при найденной $F_а = 8{,}9$ *см²*

$$F_б = \frac{N^н}{mR_р} - 2 \cdot \frac{E_а}{E_б} F_а = \frac{16\,200}{1{,}9 \cdot 10{,}5} - 2 \cdot \frac{2\,100\,000}{315\,000} \cdot 8{,}9 = 690 \text{ см}^2.$$

Найденная площадь бетона неприемлема из конструктивных соображений. Для ее уменьшения увеличиваем сечение арматуры. Принимаем 6 ∅ 25А-I ($F_а = 29{,}45$) и повторяем расчет

$$F_б = \frac{16\,200}{1{,}9 \cdot 10{,}5} - 2 \cdot \frac{2\,100\,000}{315\,000} \cdot 29{,}45 = 415 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение подвески 15×30 *см* (рис. I.98, *б*).

РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Внецентренное сжатие имеет место в тех случаях, когда продольная сила N приложена с эксцентриситетом e_0 (рис. I.99).

К внецентренно сжатым элементам в гражданских зданиях следует отнести стойки рамных конструкций. Поперечное сечение внецентренно сжатых элементов следует принимать прямоугольным с большей стороной сечения в плоскости действия момента.

Армирование внецентренно сжатых стоек, в отличие от центрально сжатых, часто принимается несимметричным, что дает экономию металла. Однако во многих случаях разница между сечением металла при несимметричном армировании и сечением металла при симметричном незначительна, и на практике предпочитают более простое и удобное в производстве работ симметричное армирование. Симметричное армирование применяется также тогда, когда на элемент действует знакопеременный момент.

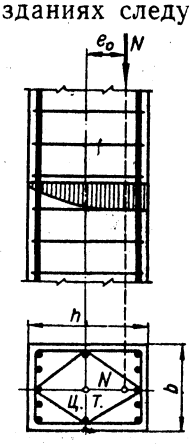


Рис. I.99. Расчетная схема внецентренно сжатого элемента.

Продольные рабочие стержни во внецентренно сжатых элементах размещаются по короткой стороне сечения (рис. I.100). По длинной стороне сечения, если она больше 45 *см*, устанавливают монтажные (нерабо-

чие стержни диаметром 12—16 *мм* с таким расчетом, чтобы расстояние между ними было не более 40 *см*.

К проценту армирования, диаметру и расстоянию между продольными стержнями в сечении, а также диаметру и размещению хомутов

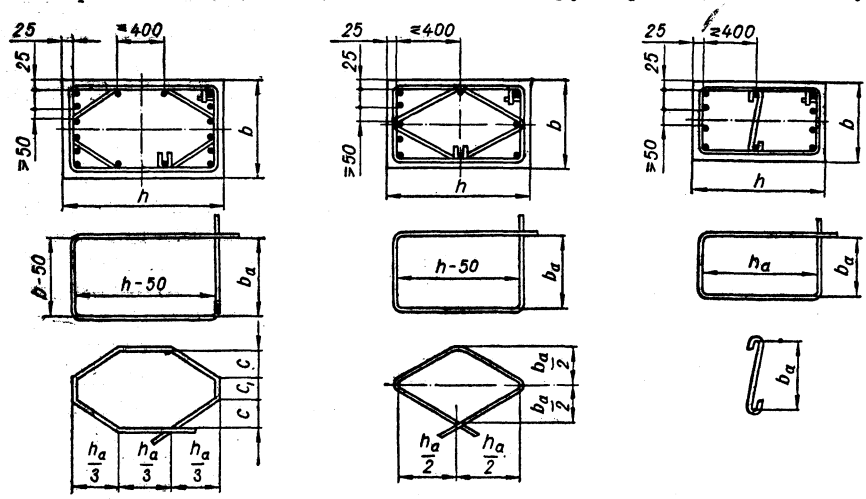


Рис. I.100. Расположение арматуры во внецентренно сжатых колоннах.

по высоте колонны в основном остаются те же нормативные требования, какие предъявляются к центрально сжатым элементам.

Минимальная площадь сечения сжатой арматуры должна составлять не менее 0,4% площади расчетного сечения бетона.

ЭЛЕМЕНТЫ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

По величине эксцентриситета и по характеру распределения напряжений по сечению в момент предельного равновесия различают два случая внецентренного сжатия.

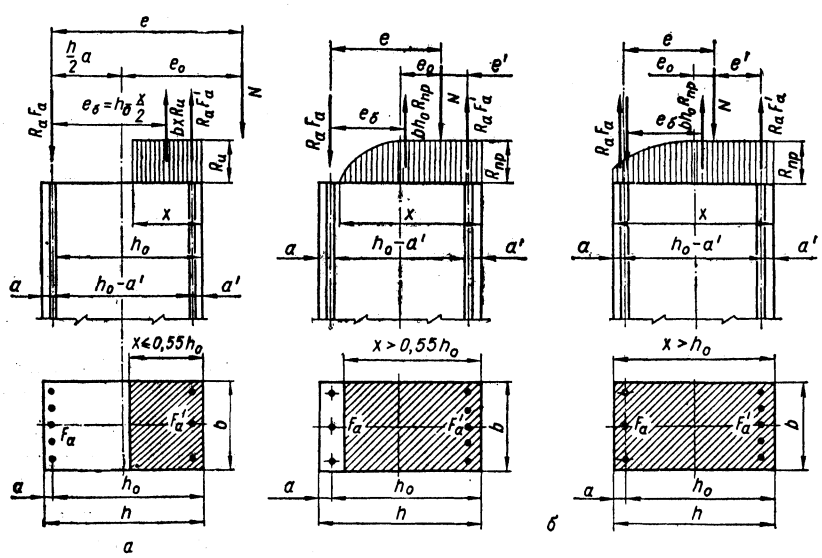


Рис. I.101. Внецентренное сжатие с эксцентриситетами:
а — большим; *б* — малыми.

К первому случаю относятся внецентренно сжатые элементы, работающие с относительно большим эксцентриситетом вызывающим в сечении сжатие и растяжение (рис. I.101, *а*). Этот случай характеризуется тем, что разрушение элемента начинается с растянутой арматуры (напряжения в арматуре $F_а$ достигают ее расчетного сопротивления). Он имеет место при малых и средних процентах армирования растянутой арматурой, когда положение нейтральной оси удовлетворяет условию $x \leqslant 0{,}55\,h_0$.

Ко второму случаю (рис. I.101, *б*) относятся внецентренно сжатые элементы, нагруженные силой N, приложенной с относительно малым эксцентриситетом при котором обычно положение нейтральной оси удовлетворяет условию $x > 55\,h_0$. Этот случай характеризуется тем, что разрушение элемента начинается со сжатой зоны. К моменту разрушения напряжения в сжатой зоне бетона достигают его расчетного сопротивления; арматура со стороны противоположной силе N, растянута или сжата, но напряжения в ней не достигают предела текучести.

Внецентренно сжатые элементы часто являются элементами статически неопределимых конструкций, размерами сечений которых, как правило, задаются при определении в них усилий. Поэтому расчет внецентренно сжатых элементов обычно сводится к проверке принятых размеров поперечных сечений и к определению по заданным усилиям площади растянутой и сжатой арматуры.

Расчет по формулам

Формулы для расчета внецентренно сжатых элементов прямоугольного поперечного сечения из бетона марки 400 и ниже выражают следующие условия.

1. Момент внешних сил относительно оси растянутой арматуры меньше или равен моменту, который в состоянии воспринять заданное сечение:

для первого случая внецентренного сжатия

$$Ne \leqslant bxR_и\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{а.с}F'_а\,(h_0 - a'); \qquad (I.144)$$

для второго случая внецентренного сжатия

$$Ne \leqslant 0{,}4bh_0^2R_и + R_{а.с}F'_а\,(h_0 - a'). \qquad (I.145)$$

Площадь сечения арматуры $F'_а$ определяют по формуле

$$F'_а = \frac{Ne - 0{,}4bh_0^2R_и}{R_{а.с}\,(h_0 - a')}, \qquad (I.146)$$

где

$$Ne = M + N\,(0{,}5h - a). \qquad (I.147)$$

В формуле (I.146) величина $0{,}4\,bh_0^2R_и$ представляет наибольший момент, который может быть воспринят бетоном сжатой зоны сечения. Когда $Ne > 0{,}4\,bh_0^2\,R_и$, сжатая арматура нужна по расчету; если $Ne < 0{,}4\,bh_0^2\,R_и$, сжатая арматура ставится по конструктивным соображениям.

2. Проекция внешних сил N на ось элемента в момент предельного равновесия меньше или равна проекции на ту же ось усилия, которое может воспринять заданное сечение

$$N \leqslant 0{,}55bh_0R_и + R_{а.с}F'_а - R_аF_а. \qquad (I.148)$$

Это условие позволяет определить площадь растянутой арматуры F_a для первого случая внецентренного сжатия (когда $e_0 \geqslant 0{,}3\,h_0$)

$$F_a = \frac{0{,}55bh_0R_и - N}{R_a} + F_a'. \qquad (I.149)$$

3. Равенство моментов внешних сил и внутренних усилий относительно оси арматуры F_a

$$Ne = 0{,}4b\,(h_0 - a')^2 R_и + R_aF_a\,(h_0 - a'). \qquad (I.150)$$

Условие (I.150) позволяет определить площадь растянутой арматуры для внецентренного сжатия (когда $e_0 < 0{,}3\,h_0$).

$$F_a = \frac{Ne' - 0{,}4b\,(h_0 - a')^2 R_и}{R_a\,(h_0 - a')}, \qquad (I.151)$$

$$Ne' = N\,(0{,}5h - a') - M. \qquad (I.152)$$

Если при заданных размерах поперечного сечения сжатой арматуры по расчету не требуется, т. е. величина F_a' по формуле (I.146) получается со знаком минус, процент сжатой арматуры принимается минимальным — 0,2%, а площадь сечения растянутой арматуры определяется с учетом работы принятой площади сжатой арматуры F_a' по формуле

$$F_a = \frac{Ne - R_{a.c}F_a'\,(h_0 - a')}{R_a\gamma_0 h_0} + F_a' - \frac{N}{R_a}, \qquad (I.153)$$

где

$$Ne - R_{a.c}F_a'\,(h_0 - a') = M_1, \qquad (I.154)$$

по которому находят γ_0 — плечо внутренней пары сил.

Симметричная арматура при внецентренном сжатии определяется по формулам

при $\dfrac{N}{bh_0R_и} < 0{,}55$

$$F_a = F_a' = \frac{N\left[e - h_0\left(1 - 0{,}5\,\dfrac{N}{bh_0R_и}\right)\right]}{R_a\,(h_0 - a')}; \qquad (I.155)$$

при $\dfrac{N}{bh_0R_a} \geqslant 0{,}55$

$$F_a = F_a' = \frac{Ne - 0{,}4bh_0^2R_и}{R_a\,(h_0 - a')}. \qquad (I.156)$$

При расчете внецентренно сжатых элементов начальный эксцентриситет при гибкости $\dfrac{l_0}{h} > 4$ умножается на коэффициент $\eta > 1$.

Коэффициент η при прямоугольном сечении определяется по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N}{cR_иF}\left(\dfrac{l_0}{h}\right)^2}. \qquad (I.157)$$

Здесь c — коэффициент, определяемый по формуле

$$c = \frac{66\,000}{R + 350}\left(\frac{1}{\dfrac{e_0}{h} + 0{,}16} + 200\mu + 1\right), \qquad (I.158)$$

где R — проектная марка бетона по прочности на сжатие в *кг/см²*;

μ — отношение $\frac{F_а}{F_б}$.

Если отношение $\frac{e_0}{h}$ не превышает значений, приведенных в табл. I.25, в формулу (I.158) вместо фактических величин $\frac{e_0}{h}$ подставляются граничные значения этих отношений по табл. I.25.

Таблица I. 25

Граничные относительные эксцентриситеты $\frac{e_0}{h}$ для вычисления коэффициента c при расчете прочности внецентренно сжатых элементов

Проектная марка бетона	Отношение $\frac{r_0}{h_0}$ меньше или равно					
	15	20	25	30	35	40
150	0,60	0,45	0,30	0,20	0,15	0,07
200	0,55	0,40	0,30	0,20	0,10	—
300	0,50	0,35	0,25	0,15	0,06	—
400	0,40	0,30	0,20	0,10	—	—
500	0,38	0,25	0,15	0,05	—	—
600	0,30	0,20	0,10	—	—	—

При $\frac{l_0}{h} > 10$ расчетную продольную силу $N_п$ принимают с учетом длительного действия нагрузки. Величину $N_п$ определяют как при центральном сжатии по формуле (I.112), в которую вместо $m_{дл}$ подставляют коэффициент $m_{э.дл}$, определяемый по формуле

$$m_{э.дл} = \frac{m_{дл} + 2\frac{e_{о.дл}}{h}}{1 + 2\frac{e_{о.дл}}{h}},$$

где $m_{дл}$ принимают по табл. I.21, заменяя в ней $\frac{l_0}{b}$ и $\frac{l_0}{r}$ отношениями $\frac{l_0}{h}$ и $\frac{l_0}{r_и}$.

При учете длительного действия нагрузки эксцентриситет $e_{оп}$ приложения продольной силы $N_п$ вычисляется по формуле

$$e_{оп} = \frac{\frac{N_{дл} e_{о.дл}}{m_{э.дл}} + N_к e_{о.к}}{N_п}, \qquad (I.159)$$

где $N_{дл}$ — расчетная продольная сила от длительно действующей части нагрузки;

$N_к$ — расчетная продольная сила от кратковременно действующей части нагрузки;

$e_{одл}$, $e_{ок}$ — расстояние от точки приложения усилия соответственно $N_{дл}$ и $N_к$ до центра тяжести поперечного сечения элемента.

Элементы, рассчитанные на внецентренное сжатие, необходимо проверить на прочность и на продольный изгиб в плоскости, перпендикуляр-

ной к плоскости изгиба, как для элементов, работающих на осевое сжатие без учета изгибающего момента.

Пример 41. Подобрать площадь сжатой и растянутой арматуры во внецентренно сжатой стойке, когда $e_0>0{,}3\,h$ и $l_0:h<4$ (первый случай). $N=65$ *т*; $M=42$ *тм*; бетон марки 300 ($R_и=160$ *кг/см²*); сечение стойки $b\times h=35\times50$ *см*; арматура — сталь класса А-III ($R_а=R_{а.с}=3400$ *кг/см²*); $a=a'=4$ *см*; $l_0:h=3{,}8<4(\eta=1)$.

Определяем относительный эксцентриситет

$$\frac{M}{Nh_0}=\frac{4{,}2\cdot10^6}{65\,000\cdot46}\approx1{,}4.\ \text{Так как}\ \frac{N}{bh_0R_и}=\frac{65\,000}{35\cdot46\cdot160}=0{,}25<0{,}55,$$

имеет место первый случай внецентренного сжатия.

Определяем момент силы N относительно оси растянутой арматуры по формуле (I.147)

$$Ne=M+N\left(\frac{h}{2}-a\right)=42+65\left(\frac{0{,}5}{2}-0{,}04\right)=55{,}6\ тм;$$

площадь сечения сжатой арматуры — по формуле (I.146)

$$F_а'=\frac{Ne-0{,}4bh_0^2R_и}{R_{а.с}(h_0-a')}=\frac{5\,560\,000-0{,}4\cdot35\cdot46^2\cdot160}{3400\,(46-4)}=5{,}8\ см^2;$$

площадь растянутой арматуры — по формуле (I.149)

$$F_а=\frac{0{,}05bhR_и-N}{R_а}+F_а'=\frac{0{,}55\cdot35\cdot46\cdot160-65\,000}{3400}+5{,}8=26{,}2\ см^2.$$

Пример 42. Имеем первый случай внецентренного сжатия, но сжатой арматуры по расчету не требуется. Подобрать сечение арматуры при таких данных: $N=45$ *т*; $M=10{,}5$ *тм*; $b\times h=30\times55$ *см*; бетон марки 150; арматура — сталь класса А-II периодического профиля ($R_а=2700$ *кг/см²*); $a=a'=3{,}5$ *см*; $h_0=51{,}5$ *см*; $l:h<4\ \eta=1$.

Так как $\dfrac{N}{bh_0R_и}=\dfrac{45\,000}{30\times51{,}580}=0{,}365<0{,}55,$

имеет место первый случай внецентренного сжатия:

$$\frac{M}{Nh_0}=\frac{1{,}05\cdot10^6}{45\,000\cdot51{,}5}=0{,}452;$$

$$Ne=M+N\left(\frac{h}{2}-a'\right)=\left(\frac{55}{2}-3{,}5\right)=2{,}13\cdot16^6\ кгсм;$$

$$F_а'=\frac{Ne-0{,}4bh_0^2R_и}{R_{а.с}(h_0-a')}=\frac{2\,130\,000-0{,}4\cdot30\cdot51{,}5^2\cdot80}{2700\,(51{,}5-3{,}5)}<0.$$

Отрицательная величина сжатой арматуры показывает, что при принятых размерах поперечного сечения стойки сжатой арматуры по расчету не требуется, так как сжатая зона бетона может сама воспринять усилие сжатия.

Задаемся минимальной площадью сечения

$$F_а'=\mu_{мин}\frac{bh_0}{100}=0{,}2\cdot\frac{30\cdot51{,}5}{100}=3{,}3\ см^2$$

и, подставив $F_а'$ в формулу (I.155), определяем необходимую площадь растянутой арматуры $F_а$.

Предварительно определяем величину коэффициента γ_0.

По формуле (I.156) находим момент M_1

$$M_1=Ne-R_{а.с}F_а'(h_0-a')=2\,130\,000-2700\cdot3{,}3\,(51{,}5-3{,}5)=1\,700\,000.$$

По формуле (I.42) находим коэффициент A_0

$$A_0=\frac{M_1}{bh_0^2P_и}=\frac{1\,700\,000}{30\cdot5{,}13^2\cdot80}=0{,}27.$$

По табл. I.16 коэффициенту $A_0=0{,}27$ соответствует $\gamma_0=0{,}83$.

По формуле (I.155) находим площадь растянутой арматуры

$$F_a = \frac{M_1}{R_a \gamma_0 h_0} + F_a' - \frac{N}{R_a} = \frac{1\,700\,000}{2700 \cdot 0{,}83 \cdot 51{,}5} + 3{,}3 - \frac{45\,000}{2700} = 1{,}5 \text{ см}^2.$$

Принимаем минимальную площадь растянутой арматуры

$$F_a = F_a' = 3{,}3 \text{ см}^2.$$

Несущая способность принятого сечения использована неполностью. Следует уменьшить сечение стойки до 30×50 *см* и повторить расчет.

Пример 43. Подобрать сечение арматуры в железобетонной стойке при следующих данных: $l_0 : h < 4$; $N = 125$ *т*; $M = 6{,}5$ *тм*; $b \times h \times 40 = 40$ *см*; бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см*²); сталь класса А-II ($R_a = 2700$ *кг/см*²); $a = a' = 3{,}5$ *см*; $\eta = 1$.

Так как $\frac{N}{bh_0 R_и} = \frac{125\,000}{40 \cdot 36{,}5 \cdot 100} = 0{,}855 > 0{,}55,$

имеет место второй случай внецентренного сжатия

$$\frac{M}{Nh_0} = \frac{650\,000}{125\,000 \cdot 36{,}5} = 0{,}14.$$

По формулам (I.147) и (I.149) находим

$$Ne = 650\,000 + 125\,000 \left(\frac{40}{2} - 3{,}5\right) = 2\,710\,000 \text{ кгсм};$$

$$F_a' = \frac{2\,710\,000 - 0{,}4 \cdot 40 \cdot 36{,}5^2 \cdot 100}{2700\,(36{,}5 - 3{,}5)} = 7{,}34 \text{ см}^2.$$

Площадь арматуры F_a определяем по формулам (I.152) и (I.151)

$$Ne' = N(0{,}5h - a') - M = 125\,000\,(0{,}5 \cdot 40 - 3{,}5) - 650\,000 = 1\,420\,000 \text{ кгсм};$$

$$F_a = \frac{Ne' - 0{,}4b\,(h_0 - a')^2\,100}{R_a\,(h_0 - a')} = \frac{1\,420\,000 - 0{,}4 \cdot 40 \cdot 33^2 \cdot 100}{2700 \cdot 33} = 4{,}16 \text{ см}^2.$$

При принятых размерах сечения и марке бетона арматура F_a сжата.

Пример 44. Подобрать сечение симметричной арматуры в стойке при следующих данных: $N = 88$ *т*; $M = \pm 16{,}5$ *тм*; $b \times h = 40 \times 40$ *см*; бетон марки 150; арматура — сталь класса А-I.

Определяем относительный эксцентриситет:

так как $\frac{N}{bh_0 R_a} = \frac{88\,000}{40 \cdot 36{,}5 \cdot 80} = 0{,}75 > 0{,}55,$

имеет место второй случай внецентренного сжатия

$$\frac{M}{Nh_0} = \frac{1\,650\,000}{88\,000 \cdot 36{,}5} \approx 0{,}51;$$

расстояние от силы N до растянутой арматуры

$$e = \frac{M}{N} + \frac{h}{2} - a = \frac{1\,650\,000}{88\,000} + \frac{40}{2} - 4 = 34{,}8 \text{ см}.$$

Площадь симметричной арматуры определяем по формуле (I.155)

$$F_a = F_a' = \frac{N\left[e - h_0\left(1 - 0{,}5\,\frac{N}{bh_0 R_и}\right)\right]}{R_a\,(h_0 - a')} =$$

$$= \frac{88\,000\left[34{,}8 - 36\left(1 - 0{,}5\,\frac{88\,000}{1 \cdot 40 \cdot 36 \cdot 80}\right)\right]}{2100\,(36 - 4)} = 16{,}6 \text{ см}^2.$$

Подбор сечений по таблицам

При подборе сечений внецентренно сжатых элементов наиболее часто встречаются такие задачи, когда по заданным размерам поперечного сечения элементов b и h и усилиям N и M, действующим в сечении, требуется определить площадь растянутой и сжатой арматуры F_a и F_a'.

Возможно различное распределение продольной арматуры между растянутой и сжатой зонами сечения (различные отношения $\mu' : \mu$ сжатой арматуры к растянутой), которые при заданных величинах b, h, N и M удовлетворяют требованиям прочности элемента. Требуется найти такое распределение арматуры, при котором ее суммарный процент $\mu+\mu'$ будет наименьшим. Эту задачу можно решать с помощью табл. I.26 и I.28.

Табл. I.26 служит для расчета внецентренно сжатых элементов, когда $n=\frac{N}{bh_0R_н}\leqslant 0{,}55$ и $c_0=\frac{M\eta}{Nh}$ при следующих отношениях сжатой арматуры к растянутой:

$\varphi=\frac{\mu'}{\mu}=1{,}0$ (симметричное армирование);

$\varphi=\frac{\mu'}{\mu}=0{,}5$ (несимметричное армирование);

$\varphi=\frac{\mu'}{\mu}=0{,}25$ (несимметричное армирование).

Величины μ, соответствующие минимальному суммарному проценту армирования, выделены в таблице жирным шрифтом.

Ход расчета по табл. I.26. По данным N, M, h, h_0, R_a, $R_н$ и η определяют величины n и c_0. В таблице находят величину μ при отношении $\varphi=\frac{\mu'}{\mu}=1$; 0,5 и 0,25.

Площадь растянутой и сжатой арматуры определяем по формулам

$$F_a=\mu\frac{bh_0}{100};\quad F_a'=\varphi F_a.$$

Табл. I.28 служит для расчета внецентренно сжатых элементов, когда $n=\frac{N}{bh_0R_н}>0{,}55$ при $a'=0{,}08\,h$. Ход расчета такой же, как и по табл. I.26.

Для составления табл. I.26 использованы формулы, приведенные в СНиП II.В. 1—62*:

$$N-R_нbx-R_{a.c}F_a'+R_aF_a=0;$$

$$R_нbx\left(e-h_0+\frac{x}{2}\right)+R_{a.c}F_a'e'-R_aF_ae=0.$$

В этих двух формулах содержатся три неизвестных: F_a, F_a' и x. В качестве третьего уравнения принято отношение площади сжатой арматуры к растянутой

$$F_a'=\varphi F.$$

Решая совместно все три уравнения, получают формулу для определения площади растянутой арматуры F_a (при $a'=0{,}08\,h_0$)

$$F_a=\frac{R_нb}{R_a(1-\varphi)^2}\left[h_0-0{,}08\varphi h_0-\frac{N(1-\varphi)}{R_нb}\right]-$$

$$-\sqrt{\left\{\frac{R_нb}{R_a(1-\varphi)^2}\left[h_0-0{,}08\varphi h_0-\frac{N(1-\varphi)}{R_ab}\right]\right\}^2-\frac{NR_нb^2}{R_a^2(1-\varphi)^2}\left(\frac{N}{2R_нb}+e-h_0\right)}.$$

Подставляя в эту формулу $F_a = \mu bh_0 \cdot 100$; $n = \frac{N}{bh_0 R_и}$; $c_0 = \frac{M\eta}{Nh_0}$ и $\varphi = \frac{\mu'}{\mu}$ и произведя некоторые преобразования, получают выражение для определения процента растянутой арматуры

$$\mu = \frac{R_и \cdot 100}{R_a}\left\{\frac{1-0{,}08\varphi}{(1-\varphi)^2} - \frac{n}{(1-\varphi)} - \right.$$

$$\left. - \sqrt{\left[\frac{1-0{,}08\varphi}{(1-\varphi)^2} - \frac{n}{(1-\varphi)}\right]^2 - \frac{n^2}{(1-\varphi)^2} - \frac{2nc}{(1-\varphi)^2} + \frac{1{,}08n}{(1-\varphi)^2}}\right\}.$$

При $\varphi = \frac{\mu'}{\mu} = 1{,}0$ формула принимает вид

$$\mu = \frac{100R_и}{0{,}92R_a}\, n\,(c_0 - 0{,}54 + 0{,}5n);$$

при $\varphi = \frac{\mu'}{\mu} = 0{,}5$

$$\mu = \frac{100 \cdot R_и}{R_a}\left(3{,}84 - 2n - \sqrt{14{,}745 - 8nc_0 - 11{,}04n}\right);$$

при $\varphi = \frac{\mu'}{\mu} = 0{,}25$

$$\mu = \frac{100 \cdot R_и}{R_a}\left(1{,}74 - 1{,}33n - \sqrt{3{,}035 - 3{,}56nc_0 - 2{,}72n}\right).$$

Аналогично составлена табл. I.28.

Пример 45. Подобрать площадь сечения арматуры в стойке при следующих данных: $N = 77{,}2$ *т*; $M = 22{,}2$ *тм*; $b = 40$ *см*; $h = 50$ *см*; $h_0 = 46$; бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см²*); сталь класса А-II ($R_a = 2700$ *кг/см²*); $l_0 : h = 3{,}2$ ($\eta = 1$).

Определяем

$$n = \frac{N}{bh_0R_и} = \frac{77\,200}{40 \cdot 46 \cdot 100} = 0{,}42; \qquad c_0 = \frac{M\eta}{Nh_0} = \frac{2\,220\,000 \cdot 1}{77\,200 \cdot 46} = 0{,}625.$$

По табл. I.26 на пересечении $n = 0{,}42$ и $c_0 = 0{,}625$, интерполируя, находим, что минимальный суммарный процент армирования можно получить при отношении сжатой арматуры к растянутой $\varphi = \frac{\mu'}{\mu} = 0{,}5$; $\mu = 0{,}71\%$.

Площадь сечения растянутой арматуры

$$F_a = \mu\,\frac{bh_0}{100} = 0{,}71\,\frac{40 \cdot 46}{100} \approx 13{,}0\ см^2.$$

Площадь сечения сжатой арматуры

$$F_a' = 0{,}5F_a = 0{,}5 \cdot 13{,}0 = 6{,}5\ см^2.$$

Суммарная площадь сечения арматуры

$$F_a + F_a' = 13{,}0 + 6{,}5 = 19{,}5\ см^2.$$

Если принять симметричное армирование, то, интерполируя, находим $\mu = \mu' = 0{,}565\%$;

$$F_a = F_a' = \mu\,\frac{bh_0}{100} = 0{,}565\,\frac{40 \cdot 46}{100} = 10{,}4\ см^2;$$

$$F_a = F_a' = 10{,}4 + 10{,}4 = 20{,}8\ см^2.$$

Суммарная площадь арматуры при симметричном армировании в рассматриваемом примере больше, чем при несимметричном, на $20{,}8 - 19{,}5 = 1{,}3$ *см²*, но симметричное армирование проще и удобнее в производстве.

Пример 46. Подобрать площадь растянутой и сжатой арматуры в стойке при следующих данных: $N = 48{,}3$ *т*; $M = 26{,}6$ *тм*; $b = 35$ *см*; $h = 50$ *см* ($h_0 = 46$ *см*); $a = a' = 4$ *см*; бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см²*); сталь класса А-II ($R_a = 2700$ *кг/см²*); $l_0 : h = 3{,}2 < 4$ ($\eta = 1$)

Величины μ для расчета внецентренно сжатых элемен

$\varphi = \frac{\mu'}{\mu}$	c_0 \ n	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32
1	0,30	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	0,32	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	0,34	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	0,36	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	0,38	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	0,40	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	0,42	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	0,44	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	0,46	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	0,48	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	0,50	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	0,55	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,22	0,25
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	0,60	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,23	0,26	0,29	0,32
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,34	0,38
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,35	0,41
1	0,65	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,22	0,25	0,29	0,32	0,36	0,40
0,5		—	—	—	—	—	—	—	—	0,32	0,37	0,42	0,46
0,25		—	—	—	—	—	—	—	—	0,34	0,39	0,44	0,51
1	0,70	0,20	0,20	0,20	0,20	0,21	0,24	0,27	0,31	0,34	0,37	0,42	0,47
0,5		—	—	—	—	—	—	0,30	0,34	0,40	0,45	0,50	0,55
0,25		—	—	—	—	—	—	0,31	0,36	0,41	0,47	0,53	0,61

Таблица 1.26

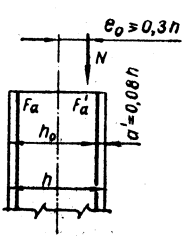
тов прямоугольного сечения при $n < 0{,}55$, $c_0 = 0{,}3 \div 4$ и $a = a' = 0{,}08\ h$

0,34	0,36	0,38	0,40	0,42	0,44	0,46	0,48	0,50	0,52	0,54	0,55	n / c_0	$\varphi = \frac{\mu'}{\mu}$
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,30	1
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		0,5
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		0,25
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,32	1
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		0,5
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			0,25
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,34	1
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		0,5
—	—	—	—	—	—	—	—	—					0,25
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,24	0,36	1
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		0,5
—	—	—	—	—	—	—	—						0,25
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,21	0,24	0,27	0,29	0,38	1
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—		0,5
—	—	—	—	—	—	—	—						0,25
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,22	0,25	0,29	0,33	0,34	0,40	1
—	—	—	—	—				0,32					0,5
—	—	—	—	—				0,39					0,25
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,21	0,24	0,27	0,30	0,34	0,38	0,39	0,42	1
—	—	—	—	—	—	—	0,34	0,38	—	—	—		0,5
—	—						—	—	—	—	—		0,25
0,20	0,20	0,20	0,20	0,22	0,25	0,28	0,31	0,34	0,38	0,42	0,44	0,44	1
—	—	—	—	—	—	—	0,40	0,44		—	—		0,5
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		0,25
0,20	0,20	0,20	0,22	0,25	0,28	0,32	0,36	0,39	0,43	0,47	0,49	0,46	1
—						0,42	0,46		—	—	—		0,5
—						—	—	—	—	—	—		0,25
0,20	0,20	0,23	0,26	0,30	0,33	0,37	0,41	0,44	0,48	0,52	0,54	0,48	1
						0,46	0,52	—	—	—	—		0,5
						—	—	—	—	—	—		0,25
0,20	0,23	0,26	0,29	0,33	0,37	0,41	0,45	0,48	0,53	0,57	0,59	0,50	1
					0,46	0,52			—	—	—		0,5
					—	—	—	—	—	—	—		0,25
0,28	0,31	0,35	0,38	0,42	0,46	0,50	0,55	0,59	0,64	0,69	0,72	0,55	1
	0,38	0,42	0,48	0,52	0,59	0,65		—	—	—	—		0,5
	0,41	0,48	0,54	0,61	—	—	—	—	—	—	—		0,25
0,36	0,39	0,43	0,47	0,52	0,57	0,61	0,66	0,71	0,76	0,81	0,84	0,60	1
0,43	0,48	0,53	0,59	0,65	0,71	—	—	—	—	—	—		0,5
0,47	0,52	0,60	0,68	—	—	—	—	—	—	—	—		0,25
0,44	0,48	0,52	0,56	0,61	0,66	0,71	0,77	0,82	0,87	0,91	0,94	0,65	1
0,52	0,59	0,64	0,70	0,77	0,86	—	—	—	—	—	—		0,5
0,57	0,64	0,73	0,82	—	—	—	—	—	—	—	—		0,25
0,51	0,56	0,61	0,66	0,71	0,76	0,82	0,88	0,94	1,00	1,06	1,09	0,70	1
0,62	0,68	0,75	0,81	0,90				—	—	—	—		0,5
0,69	0,77	0,87	—	—				—	—	—	—		0,25

$\varphi=\frac{\mu'}{\mu}$	c \ n	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32
1	0,75	0,20	0,20	0,20	0,21	0,25	0,28	0,32	0,36	0,40	0,45	0,49	0,54
0,5		—	—	—		0,27	0,31	0,36	0,41	0,46	0,52	0,58	0,64
0,25		—	—	—		0,27	0,32	0,37	0,42	0,49	0,55	0,63	0,71
1	0,80	0,20	0,20	0,21	0,25	0,29	0,33	0,37	0,42	0,46	0,51	0,56	0,61
0,5		—	—		0,27	0,32	0,36	0,42	0,48	0,54	0,61	0,67	0,73
0,25		—	—		0,26	0,32	0,37	0,43	0,49	0,56	0,64	0,72	0,81
1	0,85	0,20	0,21	0,25	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,52	0,57	0,63	0,68
0,5		—		0,26	0,31	0,36	0,42	0,48	0,54	0,60	0,66	0,73	0,82
0,25		—		0,26	0,31	0,36	0,42	0,48	0,57	0,65	0,73	0,82	0,92
1	0,90	0,20	0,23	0,28	0,32	0,37	0,42	0,47	0,53	0,59	0,64	0,70	0,76
0,5		—	0,24	0,29	0,34	0,40	0,46	0,52	0,59	0,67	0,73	0,82	0,90
0,25		—	0,24	0,29	0,35	0,41	0,48	0,55	0,63	0,72	0,82	0,91	1,04
1	0,95	0,21	0,26	0,31	0,36	0,41	0,47	0,52	0,58	0,64	0,70	0,76	0,83
0,5		0,21	0,27	0,33	0,38	0,44	0,50	0,57	0,66	0,73	0,82	0,91	0,99
0,25		0,21	0,27	0,33	0,39	0,46	0,53	0,62	0,70	0,79	0,91	1,01	1,14
1	1,00	0,23	0,29	0,34	0,39	0,45	0,51	0,57	0,63	0,70	0,76	0,83	0,90
0,5		0,24	0,31	0,36	0,42	0,48	0,54	0,63	0,71	0,79	0,88	0,98	1,09
0,25		0,24	0,29	0,36	0,43	0,50	0,59	0,67	0,77	0,87	0,99	1,12	1,26
1	1,10	0,28	0,34	0,40	0,47	0,53	0,60	0,67	0,74	0,82	0,89	0,97	1,05
0,5		0,29	0,36	0,42	0,50	0,58	0,66	0,75	0,84	0,94	1,05	1,15	1,27
0,25		0,28	0,36	0,43	0,51	0,60	0,70	0,80	0,92	1,05	1,18	1,33	
1	1,20	0,33	0,40	0,47	0,54	0,62	0,69	0,77	0,85	0,94	1,02	1,10	1,19
0,5		0,34	0,41	0,49	0,58	0,67	0,76	0,86	0,96	1,09	1,20	1,32	1,45
0,25		0,34	0,42	0,51	0,59	0,70	0,82	0,94	1,07	1,21	1,38		
1	1,30	0,37	0,45	0,53	0,61	0,70	0,78	0,87	0,96	1,05	1,14	1,24	1,34
0,5		0,38	0,47	0,57	0,67	0,75	0,86	0,98	1,09	1,22	1,35	1,50	1,64
0,25		0,38	0,48	0,58	0,69	0,80	0,94	1,07	1,22	1,39		—	—
1	1,40	0,42	0,50	0,59	0,69	0,78	0,88	0,97	1,07	1,17	1,27	1,38	1,48
0,5		0,42	0,52	0,63	0,74	0,85	0,96	1,09	1,22	1,37	1,50	1,67	1,84
0,25		0,43	0,54	0,65	0,77	0,91	1,05	1,22	1,38	1,58	—	—	—
1	1,50	0,46	0,56	0,66	0,76	0,86	0,97	1,07	1,18	1,29	1,40	1,51	1,63
0,5		0,46	0,58	0,69	0,81	0,94	1,08	1,21	1,35	1,51	1,67	1,84	2,03
0,25		0,48	0,60	0,73	0,85	1,01	1,18	1,35	1,55		—	—	—
1	1,60	0,51	0,61	0,72	0,83	0,94	1,06	1,17	1,29	1,41	1,53	1,65	1,78
0,5		0,51	0,64	0,76	0,90	1,05	1,18	1,34	1,49	1,67	1,84	2,02	
0,25		0,53	0,66	0,80	0,95	1,12	1,30	1,50	1,72	—	—	—	—
1	1,70	0,55	0,77	0,79	0,90	1,02	1,15	1,27	1,40	1,53	1,65	1,79	1,92
0,5		0,59	0,70	0,84	0,98	1,13	1,29	1,45	1,62	1,81	2,00		
0,25		0,59	0,72	0,88	1,05	1,23	1,43	1,66		—	—	—	—
1	1,80	0,60	0,72	0,85	0,98	1,11	1,24	1,37	1,51	1,65	1,78	1,92	2,06
0,5		0,63	0,75	0,92	1,08	1,23	1,39	1,57	1,76	1,96	2,17		—
0,25		0,63	0,79	0,96	1,14	1,34	1,56	1,82	—	—	—	—	—
1	1,90	0,64	0,78	0,91	1,05	1,19	1,33	1,47	1,62	1,76	1,90	2,05	2,19
0,5		0,67	0,81	0,99	1,13	1,32	1,50	1,69	1,90	2,11	—	—	—
0,25		0,68	0,85	1,04	1,32	1,45	1,71	—	—	—		—	—

Продолжение табл. I. 26

0,34	0,36	0,38	0,40	0,42	0,44	0,46	0,48	0,50	0,52	0,54	0,55	n / e_0	$\varphi = \frac{\mu'}{\mu}$
0,59	0,64	0,69	0,75	0,81	0,86	0,92	0,98	1,05	1,11	1,18	1,21		1
0,70	0,77	0,86	0,93	1,03		—	—	—	—	—	—	0,75	0,5
0,80	0,90		—	—	—	—	—	—	—	—	—		0,25
0,67	0,72	0,78	0,84	0,90	0,97	1,03	1,10	1,16	1,23	1,30	1,34		1
0,80	0,88	0,96	1,06	1,15		—	—	—	—	—	—	0,80	0,5
0,91	1,02	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		0,25
0,74	0,80	0,87	0,93	1,00	1,07	1,14	1,20	1,27	1,35	1,43	1,47		1
0,90	0,98	1,09	1,18			—	—	—	—	—	—	0,85	0,5
1,03		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		0,25
0,82	0,88	0,95	1,02	1,09	1,17	1,24	1,32	1,39	1,45	1,52	1,59		1
1,00	1,09	1,19	1,29	—	—	—	—	—	—	—	—	0,90	0,5
1,16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		0,25
0,90	0,97	1,04	1,11	1,19	1,27	1,35	1,42	1,50	1,59	1,68	1,72		1
1,09	1,20	1,32			—	—	—	—	—	—	—	0,95	0,5
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		0,25
0,98	1,05	1,12	1,20	1,28	1,36	1,44	1,52	1,61	1,70	1,79	1,84		1
1,19	1,29	1,42			—	—	—	—	—	—	—	1,00	0,5
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		0,25
1,13	1,21	1,29	1,38	1,46	1,55	1,64	1,74	1,84	1,94	2,04	2,09		1
1,38	1,50			—	—	—	—	—	—	—	—	1,10	0,5
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		0,25
1,28	1,38	1,47	1,56	1,66	1,76	1,86	1,96	2,06	2,17	2,28			1
1,59	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		1,20	0,5
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			0,25
1,44	1,54	1,64	1,74	1,85	1,95	2,06	2,17	2,27					
1,80	—	—	—	—	—	—	—	—					
—	—	—	—	—	—	—	—	—					
1,59	1,70	1,81	1,93	2,04	2,16	2,28							
—	—	—	—	—	—	—							
—	—	—	—	—	—	—							
1,74	1,87	1,99	2,12	2,25									
—	—	—	—	—									
—	—	—	—	—									
1,90	2,03	2,15	2,28										
—	—	—	—										
—	—	—	—										
2,06	2,19	2,30											
—	—	—											
—	—	—											
2,20	2,34												
—	—												
—	—												
2,34													
—													
—													



Расчетные формулы:

$$F_a = \mu \frac{bh_0}{100}; \; F'_a = \varphi F_a$$

Размерность:

N в *кг*; M в *кгсм*; b и h в *см*; F_a и F'_a в *см*²; $R_и$ и R_a в *кг/см*².

Продолжение табл. I. 26

$\varphi=\frac{\mu'}{\mu}$	c_0 \ n	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32
1		0,69	0,83	0,98	1,12	1,27	1,41	1,57	1,72	1,88	**2,04**	2,19	**2,35**
0,5	2,00	0,71	0,84	1,04	1,21	1,42	1,61	**1,82**	**2,05**	**2,27**		—	—
0,25		**0,73**	**0,92**	1,12	**1,33**	**1,57**	**1,84**	—	—	—	—	—	—
1		0,73	0,89	1,03	1,19	1,35	1,51	1,67	1,83	2,00	**2,16**	**2,33**	
0,5	2,10	0,76	0,94	1,12	1,29	1,51	**1,71**	**1,95**	**2,18**	**2,42**	—	—	
0,25		0,78	**0,98**	1,19	**1,43**	**1,69**	—	—	—	—	—	—	
1		0,78	0,94	1,10	1,27	1,43	1,60	1,77	1,94	**2,11**	**2,29**		
0,5	2,20	0,82	1,00	1,19	1,40	1,62	**1,83**	**2,07**	**2,31**		—		
0,25		**0,84**	**1,05**	1,28	**1,53**	**1,82**	—	—	—	—	—		
1		0,82	0,99	1,16	1,34	1,51	1070	1,87	2,06	**2,24**			
0,5	2,30	0,87	1,06	1,25	1,48	1,70	**1,94**	**2,20**	**2,46**	—			
0,25		**0,89**	**1,12**	**1,37**	**1,63**	**1,94**	—	—	—	—			
1		0,87	1,05	1,23	1,41	1,60	1,79	1,97	2,14				
0,5	2,40	0,91	1,12	1,33	1,57	**1,80**	**2,04**	**2,32**	**2,61**				
0,25		**0,94**	**1,19**	**1,45**	**1,74**	—	—	—	—				
1		0,92	1,10	1,29	1,48	1,68	1,88	2,07	2,27				
0,5	2,50	0,95	1,18	1,40	1,65	**1,90**	**2,17**	**2,45**	**2,75**				
0,25		**1,00**	**1,25**	**1,54**	**1,85**	—	—	—	—				
1		0,96	1,16	1,36	1,56	1,76	1,97	2,18					
0,5	2,60	1,00	1,23	1,48	2,73	**2,00**	**2,27**	**2,58**					
0,25		**1,05**	**1,32**	**1,63**	**1,97**	—	—	—					
1		1,01	1,21	1,42	1,63	1,84	2,06	2,27					
0,5	2,70	1,06	1,29	1,55	1,82	**2,71**	**2,10**	**2,40**					
0,25		**1,11**	**1,39**	**1,72**	**2,08**	—	—	—					
1		1,05	1,27	1,48	1,70	1,92	2,15						
0,5	2,80	1,11	1,36	1,63	1,90	**2,20**	**2,52**						
0,25		**1,17**	**1,48**	**1,81**	**2,19**	—	—						
1		1,10	1,32	1,55	1,78	2,00	2,23						
0,5	2,90	1,16	1,42	1,71	2,00	**2,30**	**2,65**						
0,25		**1,22**	**1,55**	**1,90**	—	—	—						
1		1,14	1,38	1,61	1,84	2,09	2,33						
0,5	3,00	1,21	1,48	1,79	2,09	**2,40**	**2,75**						
0,25		**1,27**	**1,62**	2,00	—	—	—						
1		1,23	1,49	1,74	1,99	2,25							
0,5	3,20	1,30	1,61	1,92	**2,25**	**2,61**							
0,25		**1,39**	**1,77**	**2,19**	—								
1		1,32	1,59	1,86	2,14	2,42							
0,5	3,40	1,40	1,73	2,07	**2,43**	**2,84**							
0,25		**1,51**	**1,94**	—	—	—							
1		1,41	1,70	1,99	2,28								
0,5	3,60	1,50	1,86	**2,21**	**2,62**								
0,25		**1,63**	**2,10**	—	—								
1		1,50	1,81	2,12	2,43								
0,5	3,80	1,61	1,98	**2,38**	**2,80**								
0,25		**1,75**	**2,27**	—	—								
1		1,59	1,92	2,24									
0,5	4,00	1,71	2,11	**2,55**									
0,25		**1,88**	**2,45**	—									

Примечания: 1. Для определения площади растянутой и сжатой арматуры F_a и F'_a предварительно определяем величины n и c_0

$$n=\frac{N}{qh_0R_и};\quad c_0=\frac{M\eta}{Nh_0};$$

по таблице находим μ.

2. Таблица составлена для бетона марки 200 ($R_и=100$ *кг/см*²) и стали класса А-II ($R_a=2700$ *кг/см*²); при других марках бетона и стали процент армирования, найденный по таблице, умножается на коэффициент k (табл. I.27).

3. При определении величины n следует принимать расчетное сопротивление бетона $R_и$, соответствующее принятой марке бетона.

4. Жирным шрифтом в таблице указаны величины μ, соответствующие минимальным суммарным процентам армирования.

Определяем

$$n = \frac{48\,300}{1 \cdot 35 \cdot 46 \cdot 100} = 0{,}30; \quad c_0 = \frac{2\,660\,000 \cdot 1}{48\,300 \cdot 46} = 1{,}20 \text{ (первый случай).}$$

Поправочные коэффициенты k Таблица I. 27

Класс стали	Марка бетона			
	150	200	300	400
A-I ($R_а$ =2100 *кг/см²*)	1,03	1,28	2,06	—
A-II ($R_а$=2700 *кг/см²*)	0,80	1,00	1,60	21,0
A-III ($R_а$=3400 *кг/см²*)	—	0,80	1,27	1,67

По табл. I.26 на пересечении n=0,30 и c_0=1,20 находим:
при симметричной арматуре (φ=1) $\mu=\mu'$=1,10% и $\Sigma\mu$=2,20%;
при несимметричной арматуре (φ=0,5) и μ=1,32%; μ'=0,5 μ=0,66% и $\Sigma\mu$=1,98%.
Площадь стали при симметричном армировании

$$F_а = F'_а = \mu \frac{bh_0}{100} = 1{,}10 \frac{35 \cdot 46}{100} = 17{,}8 \text{ см}^2.$$

Минимальный суммарный процент армирования получен при φ=0,50. Принимаем, однако, симметричное армирование, так как момент знакопеременен. Симметричное армирование рекомендуется также и в тех случаях, когда оно превышает несимметричное не более чем на 5—10%.

Пример 47. Подобрать площадь растянутой и сжатой арматуры при данных примера 46, но при бетоне марки 150 ($R_и$=80 *кг/см²*) и стали класса A-I ($R_а$ =2100 *кг/см²*).
Определяем

$$n = \frac{48\,000}{1 \cdot 35 \cdot 46 \cdot 80} = 0{,}376; \quad c_0 = 1{,}20 \text{ (первый случай).}$$

По табл. I.26 на пересечении n=0,376 и c_0=1,20 находим при симметричном армировании (φ=1) $\mu=\mu'$=1,46% и $\Sigma\mu$=2,92%.

Так как марка бетона 150, а сталь класса A-I (не табличные), найденные величины μ умножаем на поправочный коэффициент k=1,03 (табл. I.27). Площадь стали при симметричном армировании

$$F_а = F'_а = \mu k \frac{bh_0}{100} = 1{,}46 \cdot 1{,}03 \frac{35 \cdot 46}{100} = 24{,}2 \text{ см}^2.$$

Пример 48. Подобрать сечение арматуры в стойке при таких данных: N=209,0 т, M=15,4 *тм*; b=50 *см* (h=46 *см*); $a=a'$=4 *см*; бетон марки 200 ($R_и$=100 *кг/см²*); сталь класса A-II ($R_а$=2700 *кг/см²*); $l_0 : h$=7,2 (η=1).
Определяем по формулам (I.158) и (I.159)

$$n = \frac{209\,000}{35 \cdot 46 \cdot 100} = 1{,}30; \quad c_0 = \frac{1\,540\,000 \cdot 1}{209\,000 \cdot 46} = 0{,}16 \text{ (второй случай).}$$

По табл. I.28 на пересечении n=1,30 и c_0=0,16 находим: μ=0,20%; μ'=1,84%.
Площадь арматуры

$$F_а = \mu \frac{bh_0}{100} = 0{,}20 \frac{35 \cdot 46}{100} = 3{,}23 \text{ см}^2;$$

$$F'_а = \mu' \frac{bh_0}{100} = 1{,}84 \frac{35 \cdot 46}{100} = 29{,}3 \text{ см}^2.$$

Пример 49. Найти сечение арматуры в стойке при данных примера, но при бетоне марки 300 и стали класса A-III.
Определяем значения n и c_0

$$n = \frac{209\,000}{1 \cdot 35 \cdot 46 \cdot 160} = 0{,}82;$$

$$c_0 = \frac{1\,540\,000 \cdot 1}{209\,000 \cdot 46} = 0{,}16.$$

По табл. I.28 на пересечении n=0,82 и c_0=0,16, интерполируя, находим μ=0,2%; μ'=0,50.
Поправочный коэффициент k=1,27. Площадь арматуры

$$F_а = k\mu \frac{bh_0}{100} = 1{,}27 \cdot 0{,}20 \cdot \frac{35 \cdot 46}{100} = 4{,}1 \text{ см}^2;$$

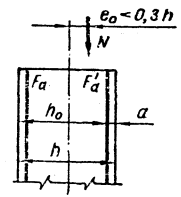
$$F'_а = k\mu' \frac{bh_0}{100} = 1{,}27 \cdot 0{,}5 \cdot \frac{35 \cdot 46}{100} = 10{,}2 \text{ см}^2.$$

Таблица I. 28

Величины μ и μ' для расчета внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения при $n>0{,}55$ и $a=a'=0{,}88\ h$

Обозначения процента армирования	c_0 \ n	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
μ	0,00	—	—	—	—	—	—	—	—	0,28	0,39	0,49	0,59	0,69	0,80	0,90	1,00	1,11	1,22	1,32
μ'		—	—	—	—	—	—	—	—	0,28	0,39	0,49	0,59	0,69	0,80	0,90	1,00	1,11	1,22	1,32
μ	0,02	—	—	—	—	—	—	—	0,20	0,20	0,28	0,38	0,48	0,58	0,68	0,78	0,88	0,98	1,08	1,18
μ'		—	—	—	—	—	—	—	0,26	0,36	0,47	0,58	0,69	0,80	0,91	1,02	1,13	1,24	1,34	1,45
μ	0,04	—	—	—	—	—	—	0,20	0,20	0,20	0,20	0,28	0,38	0,48	0,58	0,67	0,76	0,86	0,95	
μ'		—	—	—	—	—	—	0,26	0,34	0,46	0,57	0,68	0,79	0,91	1,02	1,14	1,25	1,37	1,48	
μ	0,06	—	—	—	—	—	—	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,28	0,37	0,46	0,55	0,64	0,73	0,82	
μ'		—	—	—	—	—	—	0,31	0,43	0,55	0,66	0,78	0,90	1,02	1,14	1,26	1,37	1,49	1,61	
μ	0,08	—	—	—	—	—	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,26	0,35	0,44	0,52	0,60		
μ'		—	—	—	—	—	0,27	0,39	0,52	0,64	0,76	0,88	1,01	1,13	1,25	1,38	1,50	1,62		
μ	0,10	—	—	—	—	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,31	0,39	0,48		
μ'		—	—	—	—	0,22	0,35	0,48	0,60	0,73	0,85	0,98	1,11	1,24	1,36	1,49	1,61	1,74		
μ	0,12	—	—	—	—	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,27			
μ'		—	—	—	—	0,29	0,42	0,56	0,68	0,82	0,95	1,09	1,21	1,34	1,47	1,61	1,74			
μ	0,14	—	—	—	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20			
μ'		—	—	—	0,23	0,37	0,50	0,64	0,78	0,91	1,05	1,18	1,32	1,45	1,59	1,73	1,87			
μ	0,16	—	—	—	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,50	0,20	0,20				
μ'		—	—	—	0,30	0,44	0,58	0,72	0,86	1,00	1,14	0,28	1,42	1,56	1,70	1,84				

μ	0,18	—	—	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
μ′		—	—	0,23	0,37	0,51	0,66	0,80	0,95	1,09	1,24	1,38	1,52	1,68	1,83	2,97
μ	0;20	—	—	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
μ_7		—	—	0,28	0,43	0,58	0,73	0,88	1,03	1,18	1,33	1,48	1,63	1,78	1,93	
μ	0,22	—	—	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
μ°		—	—	0,35	0,50	0,65	0,81	0,97	1,12	1,27	1,43	1,58	1,73	1,89	2,04	
μ	0,24	—	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20		
μ′		—	0,25	0,41	0,57	0,73	0,99	1,05	1,21	1,36	1,52	1,68	1,84	2,00		
μ	0,26	—	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20		
μ′		—	0,31	0,48	0,64	0,80	0,96	1,13	1,29	1,46	1,62	1,78	1,94	2,11		
μ	0,28	—	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20			
μ′		—	0,36	0,54	0,71	0,88	1,04	1,21	1,38	1,55	1,72	1,88	2,05			
μ	0,30	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20			
μ′		0,26	0,46	0,60	0,78	0,95	1,12	1,29	1,64	1,64	1,82	1,98	2,15			
μ	0,32	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0;20	0,20	0,20	0,20	0,20				
μ		0,31	0,49	0,66	0,84	1,02	1,20	1,38	1,55	1,73	1,90	2,08				
α	0,34	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20					
μ′		0,37	0,55	0,73	0,91	1,09	1,27	1,46	1,64	1,82	2,00					
μ	0,36	0,21	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20						
μ′		0,42	0,61	0,79	0,98	1,16	1,35	1,54	1,72	1,91						
μ	0,38	0,27	0,25	0,23	0,21	0,20	0,20	0,20	0,20							
μ′		0,48	0,67	0,86	1,05	1,24	1,43	1,62	1,81							
μ	0,40	0,32	0,31	0,30	0,29	0,28	0,27	0,26								
μ′		0,53	0,72	0,92	1,11	1,31	1,50	1,70								



Расчетные формулы:

$$F_a = \mu \frac{bh_0}{100};$$

$$F'_a = \mu' \frac{bh_0}{100}.$$

Размерность:

N в *кг*; *M* в *кгсм* *b* и *h* в *см*; F_a и F'_a в *см*²; $R_н$ и R_a в *кг/см*²,

Продолжение табл. I. 28

Обозначения процента армирования	c_0 \ n	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
μ	0,42	0,38	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33	0,32												
μ'		0,58	0,78	0,98	1,18	1,38	1,58	1,78												
μ	0,44	0,43	0,43	0,42	0,42	0,41	0,41													
μ'		0,64	0,84	1,05	1,25	1,46	1,66													
μ	0,46	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48													
μ'		0,69	0,90	1,11	1,32	1,53	1,74													
μ	0,48	0,54	0,54	0,55	0,55	0,56														
μ'		0,75	0,97	1,18	1,39	1,60														
μ	0,50	0,59	0,60	0,61	0,62															
α'		0,80	1,02	1,24	1,46															
μ	0,55	0,73	0,75	0,77																
μ'		0,94	1,17	1,40																
μ	0,60	0,87	0,90	0,93																
μ'		1,08	1,32	1,56																
μ	0,65	1,00	1,05																	
μ'		1,21	1,46																	
μ	0,70	1,14	1,19																	
μ'		1,35	1,61																	
μ	0,75	1,27																		
μ'		1,48																		

Примечания: 1. Для определения площади растянутой и сжатой арматуры F_a и F_a' предварительно определяем величины n и c_0. по таблице находим процент армирования μ и μ'.

$$n = \frac{N}{bh_0R_и}; \quad c_0 = \frac{M\eta}{Nh_0};$$

по таблице находим процент армирования μ и μ'.

2. Таблица составлена для бетона марки 200 ($R_и$=100 *кг/см*²) и стали класса A-II (R_a =2700 *кг/см*²); при других марках бетона и стали процент армирования, найденный по таблице, умножается на поправочный коэффициент k, помещенный в табл. I.27.

3. При определении величины n следует принимать расчетное сопротивление бетона $R_и$ соответствующим принятой марке бетона.

4. Если момент в стойке знакопеременный, стойка армируется симметричной арматурой, при этом μ принимается равным μ'. Симметричное армирование рекомендуется также в тех случаях, когда оно превышает несимметричное не более чем 5—10%.

ГЛАВА II

ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

ПОНЯТИЕ О ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ

Основная идея предварительно напряженного железобетона состоит в создании в процессе изготовления элемента начальных предварительных напряжений сжатия бетона в зонах, в которых впоследствии под влиянием расчетной нагрузки возникают растягивающие напряжения.

Предварительно напряженный железобетон применяется в следующих целях:

снижения расхода стали за счет использования арматуры высокой прочности;

уменьшения веса конструкций за счет применения бетона высоких марок;

создания конструкций, в которых под влиянием эксплуатационной нагрузки не появляются трещины в растянутой зоне бетона, или для ограничения ширины раскрытия трещин;

повышения жесткости элементов конструкций (уменьшения прогиба, зыбкости).

В обычном железобетоне при относительно небольших нагрузках на балку, соответствующих напряжениям в растянутой арматуре $\sigma_{a,t}=200\div300$ *кг/см*², напряжения в растянутой зоне бетона достигают величин расчетных сопротивлений R_p. При дальнейшем увеличении нагрузки в растянутой зоне бетона начинают появляться трещины (рис. II.1). Это происходит вследствие малой растяжимости (малого относительного удлинения) бетона и сравнительно большой растяжимости стали. Как известно, первые трещины в бетоне появляются при удлинении 0,1—0,15 *мм/м* (в зависимости от марки бетона), между тем как растянутая арматура при напряжениях, равных расчетным сопротивлениям ($R_a=2100\div2700$ *кг/см*²), получает удлинение в 4—6 раз больше.

При таких удлинениях в растянутой зоне бетона появляются трещины, не допустимые при эксплуатации многих конструкций. При достижении же напряжений в растянутой арматуре $\sigma_a=10000\div12000$ *кг/см*² и более (высокопрочные стали) эти удлинения возрастают настолько, что в бетоне появляются зияющие трещины. Кроме того, при больших удлинениях арматуры изгибаемые элементы получают большие прогибы.

Если бы с целью экономии металла применять для изгибаемого элемента из обычного железобетона высокопрочную сталь, то вследствие ее большого относительного удлинения в растянутой зоне бетона возникли бы трещины, после появления которых арматура оказалась бы не защищенной от коррозии. При этом прогибы элементов превышали бы допустимые даже при обычных в гражданском строительстве пролетах 5,5—6,5 *м* и толщинах перекрытий 20—30 *см*.

Предварительные напряжения сжатия в бетоне создаются путем предварительного натяжения рабочей арматуры — продольной в затяж-

ках, балках, стойках и поперечной (спиральной) в стенках резервуаров, напорных труб и др.

Чтобы уяснить сущность предварительно напряженного железобетона, рассмотрим однопролетную балку. К балке приложены усилия предварительного обжатия N (рис. II.1, *а*) и эксплуатационная нагрузка q (рис. II.1, *б*).

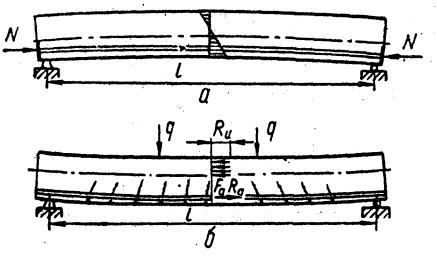


Рис. II.1. Работа железобетонной балки:

а — при продольном обжатии силами N, приложенными в торцах; *б* — при расчетной нагрузке.

Под влиянием продольных сил N происходит предварительное обжатие балки и в нижней зоне возникают сжимающие напряжения. Под влиянием эксплуатационной нагрузки в той же нижней зоне балки появляются растягивающие напряжения, которые уравновешиваются напряжениями от предварительного обжатия балки. Необходимо, чтобы суммарные растягивающие напряжения не превышали по величине расчетного сопротивления бетона на растяжение R_{pt}.

Основное преимущество предварительно напряженного железобетона заключается в том, что он позволяет лучше использовать свойства стали и бетона высоких марок.

В поперечных сечениях элементов (изгибаемых, центрально и внецентренно растянутых, внецентренно сжатых), в которых под влиянием расчетной нагрузки возникают растягивающие усилия, трещины не раскрываются, так как благодаря предварительному обжатию растянутой зоны бетона все сечение работает на сжатие, а напряжения растяжения в бетоне не превышают R_p. Жесткость такого сечения значительно больше жесткости сечения таких же размеров из обычного железобетона, в растянутой зоне которого имеются трещины. Это позволяет при одинаковых усилиях уменьшить размеры поперечного сечения элемента из предварительно напряженного железобетона и тем самым уменьшить расход бетона, снизить собственный вес конструкции.

Так как сечения элементов из предварительно напряженного железобетона обладают большей жесткостью, при одинаковых сечениях можно увеличить размеры пролетов перекрываемых помещений и таким образом расширить область эффективного применения железобетона.

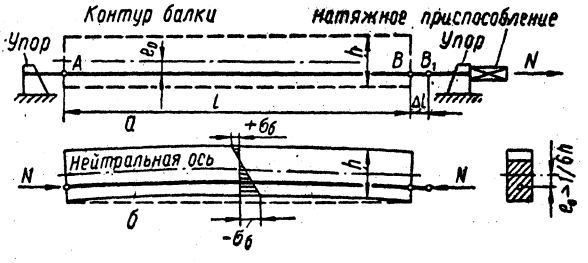


Рис. II.2. Натяжение арматуры на бетон после бетонирования:

а — натяжение арматуры и ее удлинение; *б* — обжатие бетона и эпюра напряжений при $e_0 > 1/6h$.

В конструкциях, в которых по условиям эксплуатации не допускается наличие трещин в бетоне и вследствие этого слабо используются стали высокой прочности, можно путем предварительного напряжения создать такое обжатие растянутой зоны, при котором в элементе не образуются трещины даже при полном использовании прочности стали высоких марок.

Эффективность применения предварительно напряженного железобетона возрастает по мере повышения марок стали и бетона.

Существуют два основных способа создания предварительного натяжения рабочей арматуры:

1) натяжение арматуры на упоры до бетонирования элемента;

2) натяжение арматуры непосредственно на бетон после бетонирования элемента и отвердения бетона.

Способ натяжения арматуры на упоры заключается в следующем. К концам рабочей арматуры до бетонирования (рис. II.2, *а*) прикладывают силу N, растягивающую ее в пределах упругости. Под влиянием силы N стержни удлиняются на величину Δl, соответствующую возникающим в них напряжениям, и точка B стержня перемещается в точку B_1. В таком натянутом положении арматуры сила N передается на специальные упоры или на торцы опалубки и элемент бетонируется. После отвердения бетона (рис. II.2, *б*) и приобретения им необходимой прочности предварительно напряженная арматура освобождается от натяжных приспособлений. Работая подобно натянутой пружине, арматура стремится сократиться, но благодаря сцеплению с бетоном элемент оказывается обжатым силой N, приложенной к арматуре при ее растяжении.

В зависимости от вида и профиля применяемой арматуры усилие N передается на бетон либо через торцы при помощи анкерных устройств, либо за счет сил сцепления арматуры с бетоном по всей длине элемента. В последнем случае в качестве напрягаемой арматуры применяют арматуру периодического профиля, имеющую шероховатую поверхность, витую, крученую, обеспечивающую самоанкеровку арматуры по длине элемента и совместную, монолитную работу с бетоном.

Первый способ, может быть рекомендован при изготовлении элементов конструкций, требующих для обжатия бетона относительно небольшого по величине усилия N, которое на время твердения может быть передано на упоры небольшой мощности или на торцы опалубки. К таким конструкциям могут быть отнесены элементы перекрытий гражданских зданий (плиты, балки, панели обычных пролетов), железнодорожные шпалы и др.

Разновидностью первого способа является электротермический метод натяжения арматуры. Через уложенную в формы арматуру пропускают электрический ток и нагревают стержни до 300°, вследствие чего они удлиняются. Концы стержней закрепляют в формах или специальных упорах, воспринимающих усилия, возникающие при остывании стержней. Производится бетонирование. После того как бетон наберет необходимую прочность, концы стержней освобождают. При этом происходит обжатие бетона. Электротермический метод применяется обычно при изготовлении малогабаритных изделий, армированных стержневой арматурой.

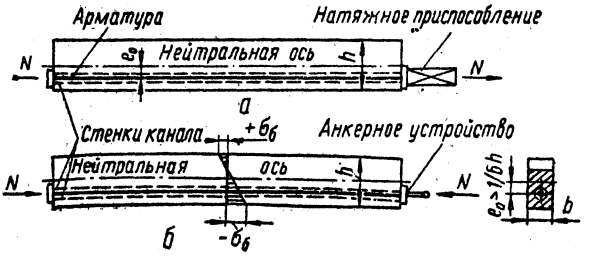


Рис. II.3. Натяжение арматуры на упоры до бетонирования:

а — натяжение арматуры и ее удлинение; *б* — обжатие бетона и эпюра напряжений при $e_0 > 1/6h$.

Натяжение арматуры на бетон производится после бетонирования и отвердения бетона (рис. II.3). В этом случае в качестве упоров используются торцы изготовляемого железобетонного эле-

мента. Напрягаемую арматуру обычно пропускают через продольные каналы, оставляемые в элементе (рис. II.3, *а*) при его бетонировании, или размещают снаружи элемента. По мере натяжения арматуры реактивная сила передается на торцы элемента, вызывая в его сечениях напряжения сжатия бетона, как в первом случае (рис. II.3, *б*). Для создания связи (сцепления) между бетоном и арматурой и для защиты

Рис. II.4. Эпюра напряжений в бетоне, когда арматура уложена по кривой.

последней от коррозии зазоры между арматурой и стенками канала заполняют под давлением цементным раствором. Второй метод следует применять при изготовлении элементов, требующих для обжатия бетона относительно больших усилий. Такими элементами являются перекрытия и покрытия больших пролетов, фермы, пролетные строения мостов и др.

Характер эпюры предварительного напряжения в бетоне зависит от величины эксцентриситета e_0 — расстояния от точки приложения силы N до центра тяжести сечения.

Если сила N приложена в центре тяжести ($e_0=0$), то напряжения распределяются по сечению равномерно и эпюра имеет форму прямоугольника. При размещении силы N на грани ядра сечения эпюра $\sigma_б$ имеет форму треугольника и соответствует основному напряженному состоянию. Если сила N приложена вне ядра сечения, в верхней части балки появляются растягивающие напряжения (рис. II.3, *б*). При больших эксцентриситетах приложения силы N для обеспечения прочности элемента в процессе изготовления и монтажа может потребоваться установка напряженной арматуры в верхней зоне балки. Если арматура в балке уложена по кривой, эпюра напряжений сжатия бетона меняется по длине балки (рис. II.4).

При изготовлении элемента необходимо строго соблюдать расчетное положение арматуры — величину e_0 и величину силы N предварительного натяжения арматуры. Невыполнение этих условий может привести к разрушению элемента во время его изготовления.

БЕТОН И АРМАТУРА ДЛЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Бетон. Для предварительно напряженного железобетона следует применять тяжелый бетон проектной марки не ниже 200 и легкий не ниже 150. Допускается применение тяжелого бетона марки 150 в стенках круглых резервуаров и труб.

Согласно указаниям СНиП II-В. 1—62* железобетонные предварительно напряженные элементы или их части, в которых располагается напрягаемая арматура, должны выполняться преимущественно из бетона марок 400—500 при арматуре из высокопрочной проволоки, и марок 300—400 при стержневой арматуре. Железобетонные торцовые шайбы, под анкерами в которых заделываются концы проволок, выполняются из бетона марок 500—600.

Кубиковая прочность бетона при его обжатии $R_0 \geqslant 0{,}65 \div 0{,}75\,R$ (где R — марка бетона). Раствор для защитного слоя напрягаемой арматуры, укладываемой в каналах, должен быть марки не ниже 300 (расчетные сопротивления марок бетона даны в табл. II.1).

Таблица II. 1

Проектные марки бетона для предварительно напряженных железобетонных конструкций и временное сопротивление бетона сжатию (кубиковая прочность) при его обжатии

Вид конструкций, бетона и армирования	Проектная марка бетона, не ниже	Кубиковая прочность бетона при его обжатии R_0 в *кг/см²*, не ниже
1. Большепролетные конструкции, собственный вес которых составляет значительную часть расчетной нагрузки, из бетона:		
а) тяжелого	400	В зависимости от вида напрягаемой арматуры, согласно указаниям пп. 2 и 3 настоящей таблицы
б) легкого	200	
2. Конструкции из тяжелого бетона, с проволочной арматурой в виде:		
а) высокопрочной гладкой арматурной проволоки (класса В-II) с анкерами	300	200
б) высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля (класса Вр-II) без анкеров при диаметре проволоки до 5 *мм*	300	200
в) то же, при диаметре 6 *мм* и более	400	300
г) витой из двух гладких высокопрочных проволок диаметром до 3 *мм* без анкеров	400	250
д) арматурных прядей класса П-7 без анкеров при диаметре прядей до 15 *мм*	400	250
3. Конструкции из тяжелого или легкого бетона со стержневой арматурой периодического профиля без анкеров диаметром:		
от 10 до 18 *мм* (включительно) классов:		
а) А-III, А-IIв и А-IIIв	200	140
б) А-IV и Ат-IV	200	140
в) А-V и Ат-V	300	200
г) Ат-VI	400	300
от 20 *мм* и более классов:		
д) А-IIв и А-IIIв	300	200
е) А-IV и Ат-IV	300	200
ж) А-V и Ат-V	400	300
з) Ат-VI	500	350
4. Железобетонные торцовые шайбы под анкерами; бетон анкерных стаканов, в которых заделываются загибаемые крюками концы проволок	600	500
5. Стенки монолитных круглых резервуаров и труб при напряжении только кольцевой (или спиральной) арматуры	150	100
6. Бетон, в котором не располагается рабочая арматура (например, дополнительно укладываемый бетон сборно-монолитных конструкций; бетон сборных конструкций, армированных предварительно напряженными элементами, и т. п.):		
а) тяжелый	100	—
б) легкий	50	—
7. Конструкции из легкого бетона, в котором не располагается рабочая арматура в случае, если эта арматура защищена от него слоем тяжелого бетона или раствора толщиной не менее 15 *мм*	35	25

Примечания: 1. Кубиковая прочность бетона при его обжатии соответствует прочности бетонных кубов со стороной 200 *мм*.

2. Для конструкций, рассчитываемых на выносливость, максимальные значения проектной марки бетона и прочности бетона при его обжатии, предусмотренные в п. 2 «а»—«д», п. 3 «а», «б» и «е» табл. II.1, должны быть увеличены на 20—25%.

3. При проектировании конструкций, указанных в п. 2 «а»—«д», п. 3 «в»—«з» табл. II.1, при опытном обосновании допускается снижение проектной марки бетона на одну ступень; в этом случае величина R_0 должна составлять не менее 70% проектной марки. Такое снижение марки тяжелого бетона и прочности бетона при его обжатии для конструкций, указанных в п. 3 «в»—«з» табл. II.1, может производиться без опытного обоснования при содержании крупного заполнителя не менее 820 *л* на 1 $м^3$ бетона, если это условие оговорено в проекте, а возможность уменьшения прочности бетона подтверждается расчетом.

4. В предварительно напряженных пустотелых настилах перекрытий длиной до 6,5 *м* с арматурой классов А-V и Ат-V диаметром до 18 *мм* включительно, предназначенных для жилых и общественных зданий, допускается применять марку бетона и кубиковую прочность при его обжатии, предусмотренную п. 3 «б» табл. II.1.

5. Для конструкций из легкого бетона, указанных в п. 3 «а» табл. II.1, с напрягаемой арматурой класса А-III, натягиваемой до напряжения не более 3500 $кг/см^2$, допускается применение бетона марки 150; при этом прочность бетона при его обжатии должна быть не менее 120 $кг/см^2$.

6. Для конструкций с проволочной арматурой в случае изготовления их из легкого бетона минимальная марка бетона снижается на одну ступень против указанной в п. 2 «а»—«д» табл. II.1; при этом кубиковая прочность бетона при его обжатии должна быть не менее принятой в п. 2 «а»—«д» табл. II.1.

Арматура. Для предварительно напряженного железобетона следует применять высокопрочную сталь, учитывая, что часть контролируемого напряжения (в пределах 1000—2000 $кг/см^2$) теряется.

В качестве напрягаемой арматуры применяют высокопрочную проволоку, арматурные пряди, канаты и горячекатаную стержневую сталь периодического профиля класса А-IV и А-IIIв, упрочненную вытяжкой с контролем напряжений и удлинений и другие (см. п. 2. 12—2. 15 СНиП II-В. 1—62 *).

Вид арматуры принимается в зависимости от категории трещиностойкости конструкции и условий ее работы под нагрузкой: динамическое воздействие, многократно повторяющееся воздействие, агрессивность среды, температурное влияние и др.

Для конструкций 1-й категории трещиностойкости в качестве напрягаемой арматуры следует преимущественно применять высокопрочную арматурную проволоку, арматурные пряди, горячекатаную сталь класса А-IV, А-V. Допускается также применять сталь класса А-IIIв, упрочненную вытяжкой с контролем напряжений и удлинений.

Для конструкций 2-й категории трещиностойкости следует применять преимущественно высокопрочную арматурную проволоку, арматурные пряди и канаты, горячекатаную сталь класса А-IV, А-V, А-IIIв, упрочненную вытяжкой с контролем напряжений и удлинений. Допускается также применять сталь класса А-IIIв, упрочненную вытяжкой с контролем только удлинений, сталь класса А-IIв, упрочненную вытяжкой с контролем напряжений и удлинений, а также горячекатаную сталь класса А-III.

Для конструкций 3-й категории трещиностойкости в качестве напрягаемой арматуры следует применять преимущественно горячекатаную сталь класса А-IV, А-V и сталь класса А-IIIв, упрочненную вытяжкой с контролем напряжений и удлинений. Допускается также применять сталь класса А-IIIв, упрочненную вытяжкой с контролем только удлинений, сталь класса А-IIв, упрочненную вытяжкой с контролем напряжений и удлинений, горячекатаную сталь класса А-III и обыкновенную арматурную проволоку. Не допускается применять в таких конструкциях высокопрочную арматурную проволоку, арматурные пряди и канаты.

Круглая проволока без профилировки, свивки и без анкеровки не допускается к исполнению в качестве напрягаемой арматуры, так как

установлено, что сцепление круглой гладкой проволоки с бетоном в ряде случаев недостаточно.

Если при натяжении применяется гладкая высокопрочная проволока или гладкая стержневая арматура, то на концах элемента устраивают анкеры.

Высокопрочная арматурная проволока требует минимального расхода стали. Горячекатаная стержневая арматура периодического профиля уступает по прочности высокопрочной проволоке и требует поэтому значительно большего расхода стали. Однако стержневая арматура проще в осуществлении предварительного натяжения и анкеровки и применяется при изготовлении многих конструкций, в особенности элементов небольшой длины.

Расчетные сопротивления R_a стержневой арматуры приведены в табл. I.5, высокопрочной арматурной проволоки — в табл. II.2. Расчетное сопротивление для всех видов сжатой арматуры при наличии сцепления арматуры с бетоном $R_{a.c} = 3600$ *кг/см²*, при отсутствии сцепления арматуры с бетоном $R_{a.c} = 0$.

Таблица II. 2

Расчетные сопротивления проволочной арматуры при расчете на прочность

Вид арматуры	Диаметр проволоки в *мм*	Расчетные сопротивления арматуры в *кг/см²*		
		растянутой		сжатой (имеющей сцепление с бетоном) $R_{a.c}$
		а) продольной; б) поперечной и отогнутой при расчете на изгиб по наклонному сечению R_a	поперечной и отогнутой при расчете на поперечную силу $R_{a.x}$	
1	2	3	4	5
1. Обыкновенная арматурная проволока класса В-I	3—5,5 6—8	3 150 2 500	2200 1750	3150 2500
2. Арматурная проволока высокопрочная гладкая класса В-II	3 4 5 6 7 8	12 200 11 500 10 800 10 200 9 600 8 900	9700 9200 8600 8100 7600 7100	3600
3. Арматурная проволока высокопрочная периодического профиля класса Вр-II	3 4 5 6 7 8	11 500 10 800 10 200 9 600 8 600 8 300	9200 8600 8100 7600 7100 6700	3600
4. Семипроволочные арматурные пряди (канаты) класса П-7	1,5 2 2,5 3 4 5	12 200 11 500 11 500 10 800 10 200 9 600	9700 9200 9200 8600 8100 7600	3600
5. Стальные многопрядные канаты (тросы):				
по ГОСТ 3066—66	1—3	9 500	7600	3600
по ГОСТ 3067—66	1—3	9 000	7200	
по ГОСТ 3068—66	1—3	8 700	7000	

Примечания: 1. При применении обыкновенной арматурной проволоки (п. 1) для хомутов вязаных каркасов расчетное сопротивление проволоки принимается, как для горячекатаной стали класса А-I.

2. Для сжатой арматуры, не имеющей сцепления с бетоном, принимается $R_{a.c}=0$.

3. Расчетные сопротивления стальных канатов (тросов) соответствуют значениям нормативных сопротивлений (наименьших временных сопротивлений) проволок в канатах 190 *кг/мм²*; при применении в канатах проволок с другими значениями наименьшего временного сопротивления расчетные сопротивления канатов должны быть соответственно изменены.

4. Для высокопрочной проволоки, прядей и канатов, отгибаемых на угол больше 30° вокруг штыря диаметром менее 8 *d*, расчетное сопротивление растянутой отогнутой арматуры в местах перегиба при расчете на изгиб по наклонному сечению R_a следует принимать таким же, как при расчете на поперечную силу, т. е. равным $R_{a.x}$; при этом ослабление перегибом учитывается на участках длиной по 30 *d* в каждую сторону от перегиба (где *d* — диаметр проволоки, пряди или каната).

Основные характеристики твердых сталей, применяемых в качестве предварительно напряженной арматуры, показаны на диаграмме напряжений — деформаций вплоть до разрушения (кривая σ—ε рис. II.5). К ним относятся временное сопротивление разрыву $R_и^н$ и относительное удлинение при разрыве. Одной из основных характеристик твердых сталей является также угол загиба и перегиба. Твердые стали за пределом упругости (остаточное удлинение равно 0,01%) до предела текучести (остаточное удлинение равно 0,02%) имеют незначительное отклонение зависимости σ—ε от прямой, что позволяет использовать стали высокой прочности за пределами упругости *.

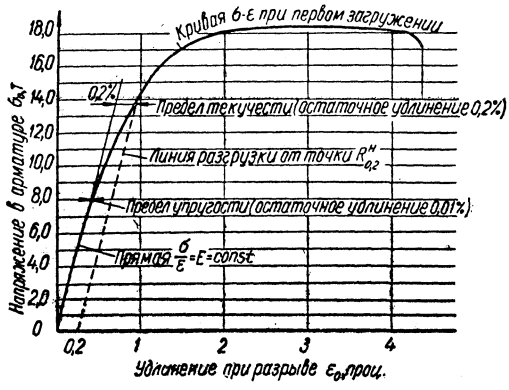


Рис. II.5. Диаграмма деформации сталей, применяемых для напряженной арматуры.

Модуль упругости высокопрочной проволоки (прядей и пучков из нее) $E_a=1800000$ *кг/см²*, для тросов $E_a=1600000$ *кг/см²*, для стержневой арматуры $E_a=2100000$ *кг/см²*.

ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В АРМАТУРЕ И ИХ ПОТЕРИ

Величины предварительных напряжений и растяжения в арматуре и сжатия в бетоне устанавливаются расчетом и контролируются измерительными приборами в процессе натяжения арматуры. Они зависят от усилий, вызываемых в сечениях расчетной нагрузкой во время эксплуатации конструкции, и от требований трещиностойкости, предъявляемых к конструкции.

Чтобы конструкция была трещиностойкой, величины предварительных напряжений в арматуре σ_0 и σ_0' принимаются по возможности наибольшими: для проволочной арматуры — не более $0{,}7\,R_a^н$, но не менее $0{,}4\,R_a^н$; для стержневой арматуры — не более $0{,}9\,R_a^н$, но не менее $0{,}4\,R_a^н$.

* Ф. Леонгард. Напряженно-армированный железобетон. М., Госстройиздат, 1957.

Величины σ_0 и σ_0 могут быть повышены для проволочной арматуры до $0{,}80\,R_a^н$ и для стержневой арматуры до $R_a^н$ в арматуре сжатой зоны, укладываемой с целью повышения ее трещиностойкости при обжатии, при транспортировании и монтаже, при временной перетяжке арматуры с целью повышения ее предела пропорциональности или уменьшения потерь от релаксаций напряжений и др.

При электротермическом предварительном натяжении арматуры величина предварительного напряжения σ_0 без учета потерь должна приниматься:

для проволочной арматуры — не более $0{,}7\,R_a^н - \Delta\sigma_0$ и не менее $0{,}4\,R_a^н + \Delta\sigma_0$;

для стержневой арматуры — не более $R_a^н - \Delta\sigma_0$.

Значения $\Delta\sigma_0$ допустимого предельного отклонения предварительного напряжения σ_0 определяются в зависимости от длины напрягаемой арматуры:

Длина напрягаемой арматуры l в *м*	5	6,5	9,5	13	16	19	25 и более
Предельное отклонение предварительного напряжения $\Delta\sigma_0$ в *кг/см*² . .	1000	800	700	600	550	500	450

Контролируемые предварительные напряжения $\sigma_{н.к}$ в арматуре, натягиваемой на упоры, принимаются равными предварительным напряжениям σ_0 без учета потерь. Контролируемые предварительные напряжения $\sigma_{н.к}$ арматуры, натягиваемой на бетон, определяются из условия

$$\sigma_{н.к} = \sigma_0 - \Delta\sigma_н\,. \qquad (II.1)$$

Здесь σ_0 — предварительные напряжения без учета потерь, учитываемые в расчетном сечении;

$\Delta\sigma_н$ — изменение напряжения в напрягаемой арматуре от воздействия на элемент полного усилия продольного предварительного обжатия N_0 с учетом потерь, происходящих до окончания обжатия бетона, в расчетном сечении

$$\Delta\sigma_н = n_a\left(\frac{N_0}{F_п} \pm \frac{N_0 e_0 y_a}{I_п}\right), \qquad (II.2)$$

где e_0 — эксцентриситет силы N_0;

$F_п$ и $I_п$ — площадь и момент инерции приведенного сечения;

y_a — расстояние от рассматриваемой арматуры до центра тяжести приведенного сечения;

$$n_a = \frac{E_a}{E_б}\,.$$

Величина $\sigma_{н.к}$ при расчете сечения не требуется. Но она нужна для изготовления конструкции и поэтому должна быть приведена на чертеже.

В расчетные формулы величина натяжения арматуры σ_0 входит с коэффициентом точности натяжения $m_т$. Учитываемая в расчете величина $m_т$ зависит от метода натяжения арматуры, стадии работы элемента и предельного состояния.

В процессе изготовления и эксплуатации железобетонных элементов имеют место потери предварительного натяжения, оказывающие существенное влияние на работу конструкции.

К потерям, происходящим до обжатия бетона, относятся следующие: релаксация напряжений в арматуре (при натяжении на упоры); деформация форм анкеров и захватных устройств (обжатие швов между сборными блоками, обжатие анкерных шайб); потери от температурного перепада при изготовлении и пропаривании железобетонного элемента;

от трения арматуры о стенки каналов; от неодновременного натяжения отдельных пучков или стержней.

К потерям, происходящим после обжатия бетона, относятся следующие: потери от усадки бетона; от усадки и ползучести бетона; от воздействия многократно повторяющейся нагрузки; релаксация напряжений в арматуре (при натяжении арматуры на бетон).

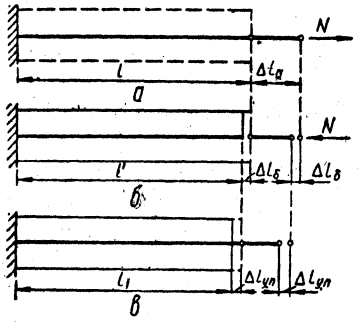


Рис. II.6. Деформации арматуры и элемента, потери предварительного напряжения:

а — удлинение арматуры на $\Delta l_а$ под влиянием силы N; *б* — укорочение элемента $\Delta l_б$ от обжатия бетона; *в* — укорочение элемента на $\Delta l_{у.п}$ от усадки и ползучести.

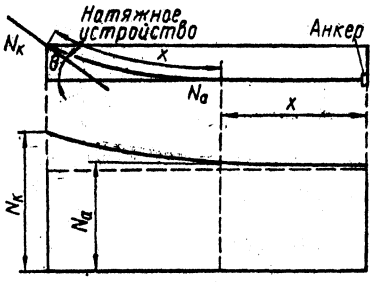


Рис. II.7. Схема изменения усилий в напрягаемой арматуре криволинейного очертания для определения потерь предварительного напряжения при трении о стенки канала или поверхность бетона конструкции.

Так, например, при центральном обжатии элемента арматура под влиянием предварительного натяжения удлиняется на отрезок $\Delta l_а$, соответствующий напряжению σ_0 (рис. II.6, *а*). Освободившись от натяжных устройств, арматура сокращается и производит упругое обжатие бетона на величину $\Delta l_б$ (рис. II.6, *б*), сама укорачиваясь на эту длину, теряет при этом часть предварительного напряжения $\frac{\Delta l_б}{\Delta l_а}\sigma_0$. Под влиянием усадки и ползучести бетона железобетонный элемент постепенно дополнительно укорачивается на длину $\Delta l_{у.п}$ (рис. II.6, *в*), вследствие чего на эту длину (благодаря сцеплению) укорачивается также арматура, теряя долю предварительного напряжения $\frac{\Delta l_{у.п}}{\Delta l_а}\sigma_0$ от усадки и ползучести.

Так как потери предварительного напряжения от усадки и ползучести мало зависят от класса примененной арматуры, относительные потери напряжений будут тем меньше, чем выше марка стали.

Потери от усадки тяжелого бетона σ_1 принимаются равными: при натяжении на упоры $\sigma_1 = 400$ *кг/см*²; при натяжении на бетон $\sigma_1 = 300$ *кг/см*².

Меньшие потери при натяжении арматуры на бетон объясняются тем, что частичная усадка бетона и соответствующая потеря напряжений происходит при твердении бетона до обжатия.

Потери от ползучести тяжелого бетона σ_2 при натяжении на упоры определяются по формуле

$$\sigma_2 = \frac{kE_а R}{E_б R_0}\left[\sigma_б + 3R_0\left(\frac{\sigma_б}{R_0} - 0{,}5\right)\right], \qquad (II.3)$$

где k — коэффициент, учитывающий свойства арматуры; для высокопрочной арматурной проволоки и изделий из нее (пряди канаты) $k = 1$, для других видов арматуры $k = 0{,}8$;

R — проектная марка бетона;

R_0 — кубиковая прочность бетона ко времени его обжатия;

$\sigma_б$ — сжимающие напряжения в бетоне от усилия предварительного обжатия на уровне центров тяжести продольной арматуры $A_н$ и $A'_н$, определяемые до проявления потерь, происходящих после обжатия бетона, если при этом в процессе обжатия элемента его собственный вес оказывает влияние на распределение напряжений в сечении, то его следует учитывать наряду с другими нагрузками, которые действуют при обжатии бетона и остаются при эксплуатации конструкции.

При натяжении на бетон величину σ_2, вычисленную по формуле (II.3), умножают на коэффициент 0,75.

Величину потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести легкого бетона следует принимать по опытным данным.

Потери от релаксации напряжений σ_3 для высокопрочной проволоки и прядей вычисляют по формуле

$$\sigma_3 = \left(0{,}27\ \frac{\sigma_0}{R_a^н} - 0{,}1\right)\sigma_0, \qquad (II.4)$$

где σ_0 предварительные напряжения в напрягаемой араматуре $A_н$ без учета потерь.

Для стержневой арматуры

$$\sigma_3 = 0{,}1\ \sigma_0 - 200.$$

Для горячекатаной арматурной стали классов А-III, А-II, А-I, а также для арматурной стали классов А-IIIв и А-IIв, упрочненной вытяжкой (до натяжения арматуры), потери от релаксации не учитываются ($\sigma_3 = 0$).

Потери от деформаций анкеров σ_4, вследствие податливости анкерных устройств, определяют по формуле

$$\sigma_4 = (\lambda_1 + \lambda_2)\ \frac{E_a}{l}, \qquad (II.5)$$

λ_1 — деформация шайб или прокладок под анкерными устройствами, равная 1 *мм* на каждый анкер;

λ_2 — деформация самих анкеров, равная 1 *мм*;

E_a — модуль упругости арматуры;

l — длина натягиваемого пучка в *мм*.

Потери от трения арматуры о стенки каналов σ_5 на прямолинейных и криволинейных участках

$$\sigma_5 = \sigma_н\left(1 - \frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right), \qquad (II.6)$$

где $\sigma_н$ — контролируемое предварительное напряжение арматуры; при отсутствии потерь допускается принимать значение $\sigma_н = \sigma_0$;

e — основание натуральных логарифмов;

k — коэффициент, учитывающий отклонение прямолинейного участка канала по отношению к его проектному положению на 1 *м* длины (табл. II.3);

x — длина участка канала от натяжного устройства до расчетного сечения в *м*; для линейных элементов допускается принимать величину x равной длине проекции участка канала на продольную ось элемента;

μ — коэффициент трения арматуры о стенки канала по табл. II.3;

θ — центральный угол в радианах дуги, образуемой арматурой на криволинейном участке канала (рис. II.7).

Приближенно

$$e^{kx+\mu\theta} = 1 + kx + \mu\theta. \qquad (II.7)$$

Потери от смятия бетона под витками спиральной арматуры σ_6 при диаметре конструкции до 3 *м* принимают 300 *кг/см*², при больших диаметрах $\sigma_6 = 0$.

Таблица II. 3

Значения коэффициентов k и μ

Тип канала	Значения k	Значения μ при арматуре в виде	
		пучков из гладких стержней	стержней периодического профиля
Канал с металлической поверхностью . .	0,003	0,35	0,4
Канал с бетонной поверхностью, образованный жестким каналообразователем	0	0,55	0,65
То же, гибким каналообразователем . . .	0,0015	0,55	0,65

Потери при изменении разности температур натянутой арматуры и устройства, воспринимающего усилие натяжения (например, при пропаривании или подогреве) σ_7, определяют по формуле

$$\sigma_7 = 20\Delta t, \qquad (II.8)$$

где Δt — разница между температурой арматуры и устройств в *град* С.

Потери от воздействия многократно повторяющейся нагрузки σ_8, учитываемой при расчете на выносливость, определяют по формуле

$$\sigma_8 = 600 \frac{\sigma_б}{R'_б}. \qquad (II.9)$$

Потери от деформации формы для изготовления железобетонных элементов вычисляют по формуле

$$\sigma_9 = \frac{\Delta l}{l} E_a, \qquad (II.10)$$

где Δl — перемещение упоров (штырей) на уровне и в направлении рассматриваемого стержня или проволоки из-за деформаций формы от усилий предварительного натяжения арматуры, проявляющихся после фиксирования контролируемых напряжений;

l — длина стержня или проволоки.

Потери от неодновременного натяжения арматуры возможны при применении в напрягаемом элементе нескольких пучков или стержней арматуры. Величина изменения (снижения или повышения) напряжения в арматуре, натянутой ранее, вследствие упругого обжатия бетона усилиями в арматуре, натягиваемой позднее, может приниматься равной

$$\sigma_{10} = n\Delta\sigma_б,$$

где n — отношение модуля упругости арматуры к модулю упругости бетона;

$\Delta\sigma_б$ — среднее напряжение в бетоне на участке длины рассматриваемой группы арматуры, натянутой ранее, на уровне ее центра тяжести от силы натяжения группы арматуры, натянутой позднее; при этом напряжение в арматуре принимают за вычетом потерь, происходящих в процессе обжатия бетона.

Значения $\Delta\sigma_б$ определяют для каждой группы арматуры, натягиваемой после той группы арматуры, для которой определяется потеря напряжений; арматура группы, натягиваемой ранее, должна быть напряжена сильнее на найденную таким способом величину изменения напряжения.

При определении изменения предварительного напряжения рекомендуется подразделять всю арматуру на 2—3 группы.

Суммарную величину потерь следует принимать во всех случаях не менее 1000 *кг/см*^{2}.

КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОМУ ЖЕЛЕЗОБЕТОНУ

СВЯЗЬ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ И АНКЕРОВКА АРМАТУРЫ

В предварительно напряженных железобетонных элементах, как и в обычном железобетоне, следует обеспечить надежную совместную работу арматуры с бетоном. Это достигается непосредственным сцеплением арматуры с бетоном по всей длине элемента либо установкой специальных анкеров и зависит от вида арматуры и метода ее натяжения. В предварительно напряженных элементах связь арматуры с бетоном должна быть более прочной, чем в обычном железобетоне, в связи с высокими марками стали напрягаемой арматуры и большими напряжениями растяжения, создаваемыми в ней для предварительного обжатия бетона.

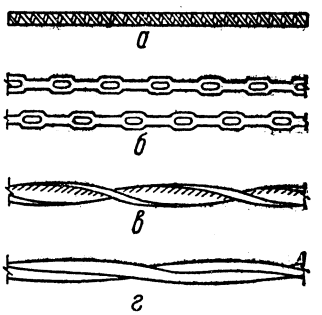


Рис. II.8. Арматура, не требующая анкеровки:
а, *б* — периодического профиля; *в* — крученая полосовая; *г* — витая круглая.

При натяжении арматуры на упоры (см. рис. II.2) совместная работа в большинстве случаев обеспечивается сцеплением арматуры с бетоном без специальной анкеровки. Непосредственная связь арматуры с бетоном по всей длине элемента создает надежную защиту арматуры от коррозии. Согласно указаниям норм анкеры можно не устраивать, если применяется следующая арматура:

высокопрочная арматурная проволока периодического профиля диаметром 2,5—5 *мм* и бетон проектной марки не ниже 300 и проволока диаметром 6—8 *мм* при бетоне марки не ниже 400 (рис. II.8, *а* и *б*);

арматура, свитая из двух гладких высокопрочных проволок диаметром до 3 *мм* при бетоне марки не ниже 400;

арматурные пряди диаметром до 16 *мм* при бетоне проектной марки не ниже 400;

горячекатаная и упрочненная вытяжкой стержневая арматура периодического профиля диаметром более 20 *мм* при условии выполнения следующих требований: применение бетона марки не ниже 300; заделка рабочих стержней за грань опоры на длину не менее 4 *d* (*d* — диаметр

стержней продольной арматуры); установка у концов элемента на участке длиной 10 d (и не менее 20 *см*) сварных сеток или замкнутых хомутов с шагом 5—7 *см* и диаметром не менее 5 *мм* и не менее 0,25 d; устройство защитного слоя бетона (на участке заделки длиной 15 d) не менее 2 d или не менее 40 *мм*. Кроме того, рекомендуется усиливать

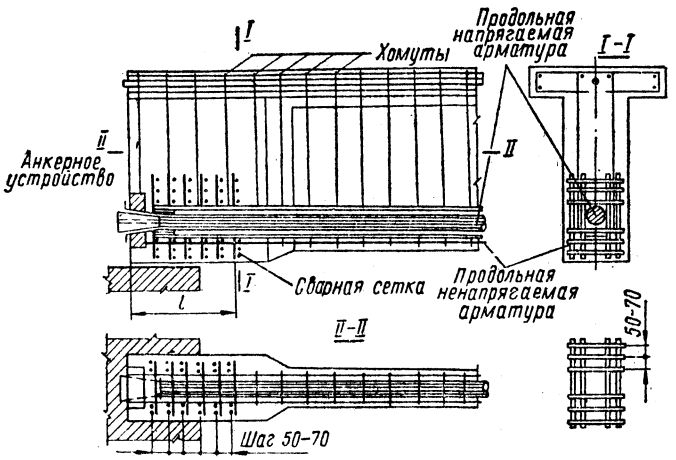


Рис. II.9. Усиление конца изгибаемого предварительно напряженного элемента со стержневой арматурой уширением элемента у опоры и установкой поперечных сварных сеток.

концы балки увеличением толщины защитного слоя бетона под анкерами (рис. II.9).

Круглая проволока без профилировки, свивки или обработки поверхности или без анкеровки не допускается к использованию в качестве напрягаемой арматуры, так как установлено, что сцепление круглой проволоки с бетоном в ряде случаев недостаточно.

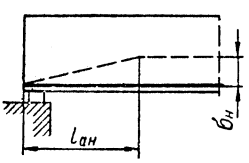


Рис. II.10. Схема распределения предварительного напряжения по длине арматурной проволоки (без анкеров) после обжатия бетона.

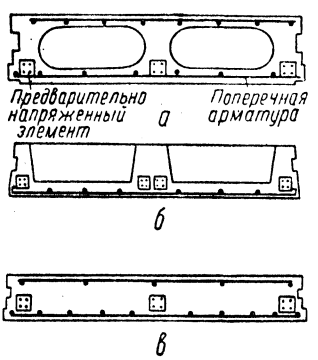


Рис. II.11. Армирование предварительно напряженными элементами панелей:
а — многопустотной; *б* — ребристой; *в* — сплошной.

Когда для связи арматуры с бетоном не требуется установка анкеров, можно применять стендовый метод изготовления изделий, при котором в длинных формах производится натяжение арматуры и обжатие бетона большого числа однотипных по сечению, длине и несущей способности предварительно напряженных элементов (балок, панелей и др.). Для этого арматуру нужной длины, равной суммарной длине бетонируемых изделий, подвергают натяжению на упоры (до контролируемого усилия). После обетонирования и затвердения бетона изделия разрезают на части по числу элементов.

Для предварительно напряженных железобетонных элементов, армированных проволокой без анкеров, установившееся напряжение в бетоне и арматуре принимают линейно возрастающим от нуля у начала заделки до величин, определяемых расчетом, на расстоянии $l_{ан}$ от начала заделки (рис. II.10). Для балок, не подлежащих расчету на выносливость, концевые участки длиной $l_{ан} = 15\,d$ усиливаются дополнитель-

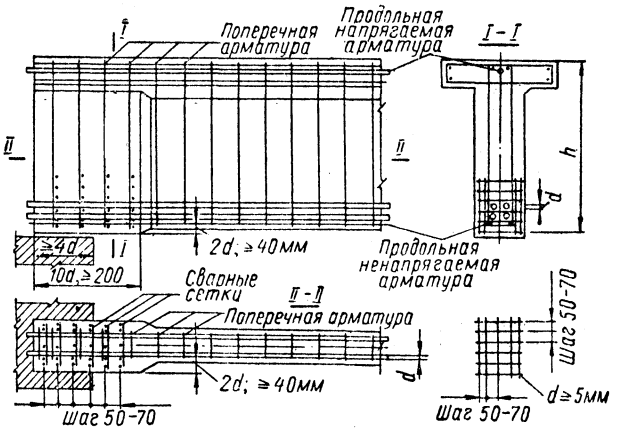


Рис. II.12. Усиление конца изгибаемого предварительно напряженного элемента с пучковой арматурой путем увеличения толщины защитного слоя под анкером и установки поперечных сварных сеток.

ной ненапрягаемой продольной арматурой площадью не менее 0,2% от площади опорного сечения или корытообразно согнутыми сварными сетками, охватывающими все стержни напрягаемой арматуры.

Армирование конструкций производится также предварительно напряженными элементами, представляющими собой железобетонные бруски или доски, армированные высокопрочной проволокой. Эти элементы укладываются в нижнюю — растянутую часть конструкции (рис. II.11). Верхняя сжатая часть конструкции и пространство между напряженными элементами заполняются монолитным бетоном, образуя сборно-монолитную конструкцию. Совместная работа предварительно напряженных элементов с окружающим их бетоном достигается тем, что напряженному элементу придается шероховатая поверхность, а по его длине устраиваются выступы — утолщения в виде шпонок, препятствующие его скольжению в окружающем бетоне.

Предварительно напряженные элементы армируются как центрально сжатые. В поперечном направлении положение арматурных элементов и их связь с бетоном обеспечивается поперечной арматурой.

Анкеровка арматуры необходима в тех случаях, когда натяжение арматуры производится на затвердевший бетон, а также когда в качестве напрягаемой арматуры применяются гладкая проволока и стержневая арматура.

Анкеры передают усилие натяжения арматуры на торцы элемента, вызывая большие сжимающие напряжения на концах, нередко превышающие прочность бетона. Чтобы предотвратить появление трещин, концы элемента усиливают. Усиления достигают путем увеличения размеров поперечного сечения (рис. II.12) и установки на концах элемента (на участках длиной l, равной двум длинам анкерных приспособлений)

сварных поперечных сеток и замкнутых хомутов для косвенного армирования концов элемента.

Чтобы уменьшить концентрацию напряжений, под анкерами устанавливают (при бетонировании) торцовые стальные листы или железобетонные плиты. Для той же цели — более равномерного распределения сжимающих напряжений в бетоне, а также для уменьшения главных растя-

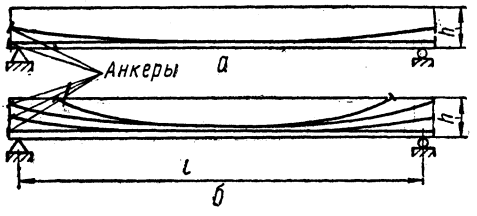


Рис. II.13. Армирование однопролетных балок стержнями прямыми и криволинейного очертания при передаче сжимающих усилий:
а — на торец; *б* — на торец и верхнюю зону балки.

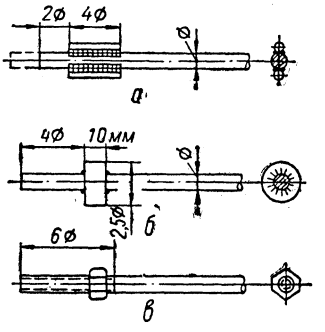


Рис. II.14. Анкеровка стержневой арматуры круглого профиля:
а — коротышами; *б* — шайбой; *в* — гайкой.

гивающих напряжений — целесообразно часть продольной арматуры у опор (в местах, где поперечные силы имеют наибольшие значения) укладывать криволинейно (рис. II.13, *а*), выводя ее в торец элемента по возможности равномерно по высоте, а в случае необходимости часть арматуры выводить на верхнюю поверхность элемента (рис. II.13, *б*).

При натяжении арматуры на бетон и размещении ее в каналах сцепление арматуры с бетоном достигается нагнетанием под давлением раствора, заполняющего пустоты между стенками канала и арматурой. Инъектирование производится немедленно по окончании натяжения арматуры и должно выполняться с особой тщательностью, так как раствор защищает арматуру также от коррозии.

Диаметр канала назначается на 5—15 *мм* больше внешнего диаметра стержня или пучка. Каналы устраивают при бетонировании. Для

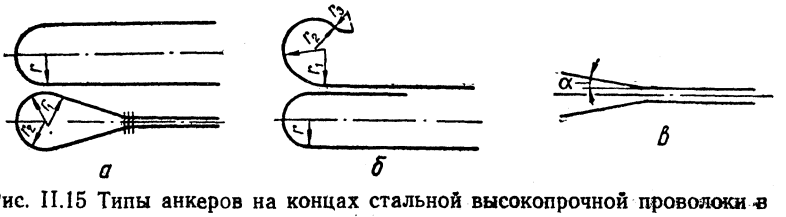


Рис. II.15 Типы анкеров на концах стальной высокопрочной проволоки в виде:
а — петель; *б* — крюков; *в* — отгибов.

этого применяют резиновые шланги, стальные трубы, специальные гофрированные трубки, которые укладывают в опалубку строго в проектном положении и извлекают через определенное время после обетонирования. Если извлечение каналообразователей затруднительно, допускается применять закладные жестяные трубки, оставляемые в бетоне.

Тип анкера выбирают в зависимости от диаметра и марки стали напрягаемой арматуры, величины усилия натяжения и производственных возможностей, а также от того, допускает ли арматура электросварку (стержневая арматура) или не допускает (высокопрочная арматурная проволока).

Простейшие виды анкеров для анкеровки горячекатаной гладкой стержневой арматуры, допускающей электросварку, приведены на рис. II.14; это коротыши, шайбы, приваренные к концам стержней, или нормальные гайки, навинченные на концы каждого стержня.

Типы анкеров для закрепления высокопрочной стальной проволоки представляют собой либо загиб на концах проволоки в виде петель, крюков либо отгибы проволоки под малым углом (рис. II.15). Радиусы загибов r_1, r_2, r_3 по величине рекомендуется постепенно уменьшать к концу, что создает кривые плавного очертания; это улучшает условия работы анкера и смягчает поперечное обжатие бетона в пределах загиба. Анкер в виде петли (рис. II.16) применяется при относительно малом усилии натяжения для анкеровки высокопрочной гладкой стальной проволоки диаметром до 7 *мм*. Чтобы создать анкер, выгибают небольшой участок проволоки и на него надевают сварное кольцо. Затем в образовавшееся отверстие закладывают круглый штырь — анкер диаметром не менее 5 *мм* и не менее двух диаметров напрягаемой проволоки.

В мощных элементах, когда усилие предварительного натяжения относительно велико и требует большого числа высокопрочной проволоки, укладка отдельных проволок, их натяжение и, в особенности, анкеровка каждой проволоки значительно усложняют работу. Кроме того, анкеровка не всегда выполнима, так как для размещения анкеров нужен торец элемента большой площади. В таких случаях соединяют в одну прядь обычно по 7, 14, 18, 28 и больше высокопрочных проволок. Соединяя несколько прядей в один, можно создать мощный арматурный пучок. В пучковой арматуре необходимо предусматривать зазоры между отдельными проволоками или группами проволок (например, с помощью установки коротышей, спиралей), обеспечивающие прохождение цементного раствора между ними при инъектировании каналов.

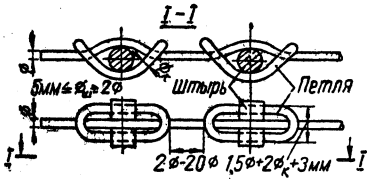


Рис. II.16. Анкеровка арматуры малых диаметров из твердых сталей при помощи петли.

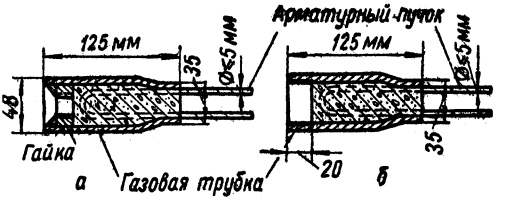


Рис. II.17. Анкеровка пары или нескольких пар проволок из твердых сталей при помощи газовой трубки:

а — с гайкой на конце; *б* — с внутренней нарезкой.

На рис. II.17 приведена анкеровка пары или нескольких пар проволок из твердых сталей или прядей. Анкером здесь служит отрезок газовой трубки и петля из проволок, помещенных в трубке. Для заделки арматуры трубка заполняется раствором или бетоном марки не ниже 500. Для лучшего защемления один конец трубки сплющивается, а противоположный снабжается гайкой, приваренной к трубке (рис. II.17, *а*), или внутренней нарезкой (рис. II.17, *б*) для завинчивания натяжного болта. При ослаблении стенок нарезкой газовая трубка принимается усиленной, т. е. с большей толщиной стенок.

Анкеровка большого числа проволок из твердых сталей, собранных в пучок, показана на рис. II.18. Здесь анкерами служат удлиненные крюки на концах проволок и стакан из стальной трубы, приваренный по всему периметру к круглому диску. Пучок пропускают через отверстие в днище стакана и размещают концентрично (рис. II.18, *а*) или

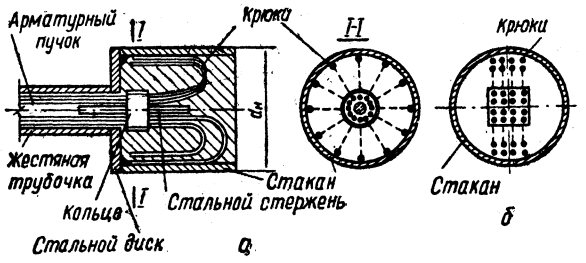


Рис. II.18. Анкеровка арматуры пучков с помощью крюков и стальной трубы при расположении проволок: *а* — концентрично; *б* — параллельно со смещенными крюками.

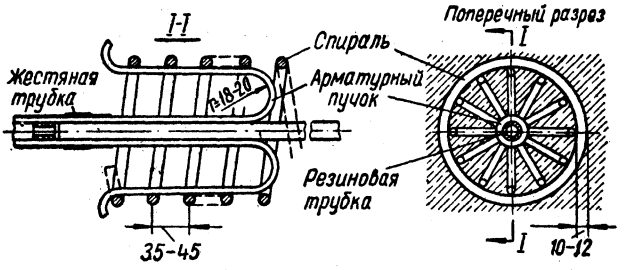


Рис. II.19. Анкеровка арматурных пучков крюками и спиралью.

параллельно (рис. II.18, *б*) так, чтобы свободные стороны крюков вплотную упирались в стенки стакана. Для заделки арматуры стакан заполняют раствором большой прочности. Стакан препятствует отгибанию крюков при натяжении арматуры и поперечному расширению бетона при его обжатии, прост в изготовлении и является надежным в работе анкерным устройством для арматурного пучка.

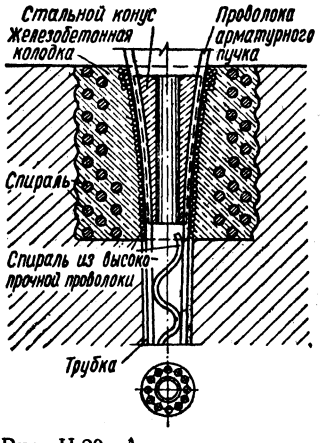


Рис. II.20. Анкеровка арматурного пучка железобетонной колодкой и стальной пробкой.

Функции стальной трубы при анкеровке арматурного пучка может выполнять спираль, обмотанная вокруг крюков (рис. II.19). Бетон внутри спирали должен быть максимально уплотнен. Шаг спирали не должен мешать укладке и уплотнению бетона с помощью стержневого вибратора и принимается равным 30—40 *мм* в свету.

На рис. II.20 показано клиновое анкерное устройство, разработанное Э. Фрейссине. Такой анкер применяется при домкратах двойного действия. Он может закреплять одновременно 12—18 проволок. Тело анкера представляет железобетонную колодку с круглым коническим отверстием. Внутренняя стенка колодки плотно обмотана спиралью из проволоки диаметром 2,5—3 *мм*, а наружная поверхность — трехслойной спиралью. Они совместно воспринимают поперечное растяжение колодки. Проволоки арматурного пучка располагают в колодке по кон-

туру и закрепляют (запрессовывают) стальным или железобетонным конусом большой прочности, который имеет по контуру канавки по числу проволок.

ПОПЕРЕЧНЫЕ СЕЧЕНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Поперечные сечения изгибаемых внецентренно растянутых и внецентренно сжатых с большими эксцентриситетами элементов рекомендуются с развитой сжатой и растянутой зонами бетона (двутавровые,

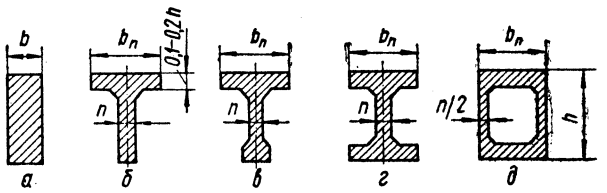


Рис. II.21. Поперечные сечения изгибаемых элементов.

полые и др., рис. II.21, *а*, *б*, *г*). Рекомендуются также плавные переходы в местах сопряжения с полками (рис. II.21, *в*, *д*). Развитие сжатой зоны необходимо для восприятия продольных сжимающих усилий, возникающих под влиянием расчетной нагрузки. Развитие растянутой зоны позволяет свободно размещать напрягаемую и ненапрягаемую арматуру, воспринимать продольные сжимающие усилия при обжатии бетона и повышает трещиностойкость элемента.

На рис. II.21 показаны формы поперечных сечений балок, обычно применяемых в предварительно напряженном железобетоне.

Отверстия, устраиваемые в стенках двутавровых балок и стоек, должны иметь закругленную форму, а края должны быть усилены арматурой. Поперечные сечения центрально растянутых элементов (подвесок, затяжек) следует принимать квадратными, прямоугольными или круглыми в соответствии с конструктивными и архитектурными соображениями.

Высота сечений изгибаемых предварительно напряженных элементов по условиям прочности и жесткости может быть принята меньше высоты тех же элементов из обычного железобетона, так как предварительно напряженное сечение имеет большую жесткость. Высота сечения посередине пролета (в месте наибольшего изгибающего момента) может составлять в балках перекрытий гражданских зданий $(1/15 \div 1/25)\ l$, в панелях $(1/30 \div 1/35)\ l$ в зависимости от формы сечения, интенсивности нагрузки, схемы опирания и марки бетона.

РАСПОЛОЖЕНИЕ АРМАТУРЫ В ЭЛЕМЕНТАХ. СТЫКИ АРМАТУРЫ И ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

Расположение арматуры (напрягаемой, ненапрягаемой и поперечной) по длине и в сечении элемента должно увязываться с эпюрами изгибающих моментов и поперечных сил.

Напрягаемую продольную арматуру в изгибаемых элементах следует располагать в середине пролета как можно ближе к нижней грани, что увеличивает плечо внутренней пары сил и несущую способность элемента.

В случае расположения арматуры вблизи нижней грани сечения создается большой эксцентриситет сил обжатия и у верхней грани

могут появиться большие нормальные растягивающие напряжения в бетоне (см. рис. II.2), для восприятия которых в сжатой зоне должна быть уложена напрягаемая арматура $F'_н$. Отношение площадей напрягаемой арматуры в верхней и нижней зонах $F'_н : F_н$ в предварительных расчетах рекомендуется принимать равным 0,15÷0,25. Место приложения равнодействующей усилий напрягаемой арматуры целесообразно выбирать вблизи границы ядра сечения.

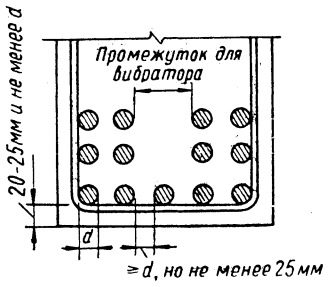


Рис. II.22. Расстояние в свету между напрягаемой арматурой.

Слой бетона вокруг напрягаемой нижней арматуры должен быть достаточной толщины для восприятия высоких сжимающих напряжений при обжатии элемента и растягивающих напряжений, возникающих при инъекции раствора в каналы. По высоте сечения напрягаемая арматура должна быть уложена с большой точностью (1/200÷1/100 h), так как незначительное отклонение от проектного положения заметно изменяет величину момента от предварительного напряжения. Расстояние между пучками и стержнями по ширине и высоте сечения назначается с учетом удобства укладки и уплотнения бетона и должно быть не менее диаметра канала (стержня) и не менее 25 *мм* (рис. II.22).

В пустотелых и ребристых конструкциях (панелях) напрягаемую продольную арматуру располагают, как правило, по оси каждого ребра (см. рис. II.11). В центрально растянутых элементах напрягаемую продольную арматуру размещают в центре тяжести сечения или равномерно по сечению.

Ненапрягаемую арматуру, как правило, размещают у граней сечения (рис. II.23) независимо от того, является она только монтажной или одновременно и рабочей. Ненапрягаемая арматура служит для фиксирования положения поперечной арматуры — хомутов, спиралей по длине элемента.

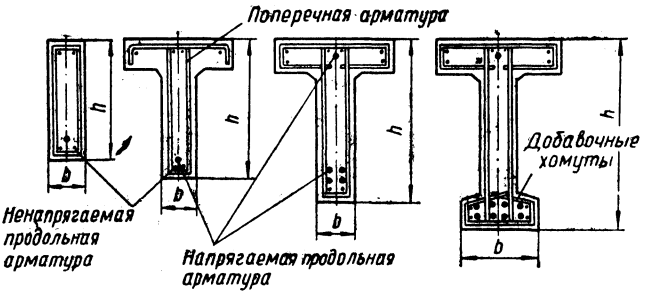


Рис. II.23. Расположение арматуры в сечении.

Поперечная арматура охватывает всю напрягаемую и ненапрягаемую продольную арматуру. Она воспринимает главные растягивающие напряжения в стенках сечений при изгибе, скалывающие напряжения в местах примыкания стенок к полкам и поперечные растягивающие усилия, возникающие при продольном обжатии и при инъектировании раствора в продольные каналы (при натяжении арматуры на бетон).

Поперечная арматура, кроме того, используется для косвенного армирования бетона в местах перегибов продольной арматуры, например с вогнутой стороны напрягаемой арматуры, и в местах изменений ее направления в пролете (рис. II.24) или на опоре (рис. II.25). Вертикальные составляющие усилия натяжения арматуры передаются на опору, и поэтому сетки укладываются по всей высоте сечения.

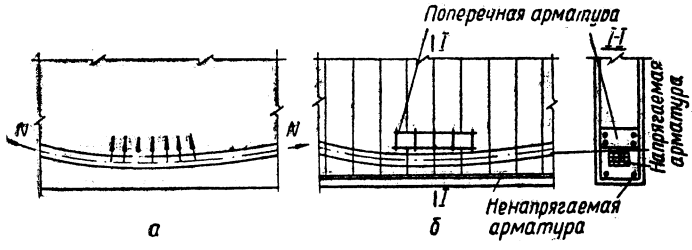


Рис. II.24. Усиление бетона в пролете балки в местах изменения направления напрягаемой арматуры:
а — перпендикулярные составляющие усилия предварительного натяжения арматуры; *б* — армирование дополнительными сетками.

Стыки стержней напрягаемой и ненапрягаемой арматуры из горячекатаной стали можно выполнять контактной стыковой электросваркой при диаметре стержней не менее 10 *мм* и дуговой сваркой внахлестку с применением подкладок и накладок. Арматура из высокопрочной проволоки в предварительно напряженных элементах должна быть, как правило, без стыков. При применении непрерывного армирования допускается соединение конца проволоки одной бухты с концом другой устройством узла (рис. II.26).

Рис. II.25. Армирование балки над промежуточной опорой:
а — распределение усилий; *б* — усиление бетона горизонтальными поперечными сварными сетками.

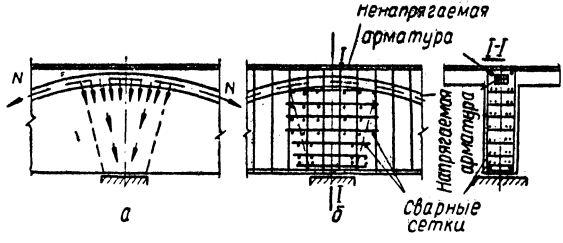


Рис. II.26. Соединение концов напрягаемой волоки узлом.

Толщину защитного слоя бетона в балках с продольной арматурой, натягиваемой на упоры, принимают в зависимости от диаметра пучков или стержней:

в плитах и стенках толщиной до 100 *мм* включительно из тяжелого бетона — не менее 10 *мм*, а из легкого бетона — не менее 15 *мм*;

в плитах и стенках толщиной более 100 *мм*, а также в балках и ребрах высотой до 250 *мм* при $d \leqslant 20$ *мм* — не менее 15 *мм*;

в балках и ребрах высотой 250 *мм* и более, а также в колоннах при $d \leqslant 20$ *мм* — не менее 20 *мм*;

в балках, колоннах и плитах при $20 < d \leqslant 32$ *мм* — не менее 25 *мм*; при $d > 32$ *мм* — не менее 30 *мм*; при полосовой угловой и фасонной стали — не менее 50 *мм*.

В элементах с продольной арматурой, натягиваемой на бетон и располагаемой в каналах, толщину защитного слоя от наружной поверхности элемента до внутренней поверхности канала принимают:

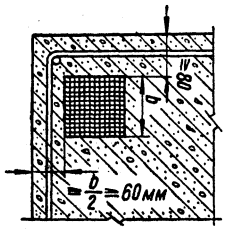


Рис. II.27. Защитный слой бетона для группового расположения пучковой и стержневой арматуры.

при расположении в каналах по одному пучку или стержню — не менее 20 *мм* и не менее 0,5 диаметра канала, при $d>32$ *мм* — не менее d;

при групповом расположении пучков, прядей или стержней арматуры в каналах (рис. II.27) — не менее 80 *мм* для боковых стенок и не менее 60 *мм* для нижних стенок и не менее половины ширины канала.

При расположении напрягаемой арматуры у поверхности элемента необходимо предохранить защитный слой бетона от возможного отслоения путем установки коротышей, легких сеток и т. п.

ОСНОВЫ РАСЧЕТА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Расчет предварительно напряженной конструкции состоит из определения расчетных усилий и расчета сечений по найденным усилиям.

Усилия в предварительно напряженных конструкциях определяются, как для однородного упругого тела в соответствии с правилами строительной механики.

Расчет сечений предварительно напряженных железобетонных конструкций отличается от расчета сечений из обычного железобетона. Это связано с особенностями их работы и с большим количеством разнообразных исходных данных, учитываемых при расчете предварительно напряженного железобетона. Здесь рассмотрены только основные принципы и порядок расчета изгибаемых элементов из предварительно напряженного железобетона.

Расчет изгибаемого элемента из предварительно напряженного железобетона производится по следующим трем предельным состояниям: несущей способности, трещиностойкости и деформациям. По первым двум предельным состояниям расчет производится дважды: на воздействие эксплуатационных нагрузок в сочетании с предварительным обжатием бетона и на воздействие предварительного обжатия бетона в сочетании с монтажными нагрузками.

Расчет предварительно напряженных конструкций, изготовленных с натяжением арматуры на упоры и с натяжением арматуры на бетон, производится по одним и тем же формулам. Разница заключается лишь в величине потерь предварительного напряжения и в методике определения этих потерь.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ

Расчет по первому предельному состоянию (по прочности) включает:

а) расчет сечений, нормальных к оси элемента, на воздействие эксплуатационных нагрузок в сочетании с предварительным обжатием бетона;

б) расчет сечений, наклонных к оси элемента, на действие тех же нагрузок;

в) расчет сечений, нормальных к оси элемента, на воздействие предварительного обжатия бетона в сочетании с монтажными нагрузками;

г) расчет прочности бетона на смятие под анкерными шайбами.

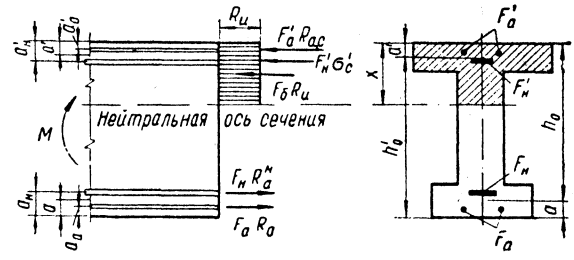


Рис. II.28. Схема распределения усилий в предварительно напряженном изгибаемом элементе при расчете прочности нормальных к оси сечений на эксплуатационные нагрузки.

Расчет сечений, нормальных к оси элемента, на эксплуатационные нагрузки. При выводе расчетных формул для определения несущей способности сечения, нормального к оси изгибаемого элемента, приняты следующие основные положения:

в предельном состоянии эпюра напряжений в сжатой зоне бетона прямоугольная; напряжения в бетоне равны $R_и$;

работа растянутого бетона не учитывается;

напряжения в арматуре растянутой зоны $F_н$ и $F_а$ равны расчетным сопротивлениям $R_а^н$ и $R_а$. Напряжения в арматуре сжатой зоны $F'_а$ и $F'_н$ равны соответственно $R_{а.с}$ и $\sigma'_с$ (рис. II.28).

Величины $R_и$, $R_а$ и $R_{а.с}$ принимаются соответственно по табл. I.2 и I.6 в зависимости от марки бетона и класса стали; величина $R_н$ — по табл. II.2. Величина $\sigma'_с$ определяется по ходу расчета.

Несущая способность сечения предварительно напряженного изгибаемого элемента зависит от следующих параметров: геометрические характеристики сечения b, h, h_0, $h_п$, $b_п$; площади напряженной и ненапряженной арматуры $F_н$, $F'_н$, $F_а$, $F'_а$; расчетные сопротивления арматуры и бетона $R_а^н$, $R_а$, $R_{а.с}$ и $R_и$; напряжения в арматуре $F'_н$ в предельном состоянии элемента при разрушении бетона от сжатия $\sigma'_с$.

Так как количество параметров, характеризующих несущую способность сечения, значительно превышает количество уравнений равновесия *, а также ввиду того, что величина $\sigma'_с$ может быть найдена только по ходу расчета, когда известны все остальные величины, нельзя, задавшись какой-то частью параметров, определить остальные, как это делают в обычном железобетоне, например, задавшись геометрическими характеристиками сечения и марками стали и бетона, определить площади арматуры.

Рассчитывая изгибаемый элемент из предварительно напряженного железобетона, на основании опыта или пользуясь аналогией, задаются всеми (кроме $\sigma_с$) перечисленными параметрами, производят проверочный расчет, и, если результаты будут неудовлетворительными, вносят коррективы в исходные данные и вновь повторяют расчет.

Порядок расчета сечений, нормальных к оси элемента, следующий.

* Для расчета нормального к оси сечения имеем, как всегда, два уравнения равновесия: сумма моментов всех сил, действующих на сечение, равна нулю; сумма проекций всех сил на ось элемента равна нулю.

1. В соответствии с указаниями, данными на стр. 167, назначают величину предварительного натяжения арматуры $F_н$ и $F'_н$, σ_0 и σ'_0.

2. Определяют потери предварительного напряжения, происходящие до обжатия бетона.

3. Определяют потери предварительного напряжения, происходящие после обжатия бетона от его усадки и ползучести.

Напряжения в бетоне $\sigma_б$, используемые при оценке потерь от ползучести, определяют (независимо от того, производится натяжение арматуры на упоры или на затвердевший бетон) по формуле

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_п} \pm \frac{N_0 e_0}{I_п} y, \qquad (II.11)$$

где N_0 — равнодействующая усилий во всей напрягаемой арматуре;
e_0 — эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести приведенного сечения;
$F_п$ и $I_п$ — соответственно площадь и момент инерции приведенного сечения;
y — расстояние от точки, в которой определяются напряжения, до центра тяжести приведенного сечения.

При вычислении напряжений в бетоне в расчет вводится приведенное сечение элемента $F_п$. В состав приведенного сечения входят полное сечение бетона с учетом ослабления его каналами, пазами и т. п., а также площадь сечения всей продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры (если $F_а \geqslant 0{,}008\,F$), умноженная на отношение модулей упругости арматуры и бетона

$$n = \frac{E_в}{E_б}.$$

При определении напряжений в бетоне, используемых для вычисления потерь от ползучести, целесообразно пренебречь влиянием ненапрягаемой арматуры.

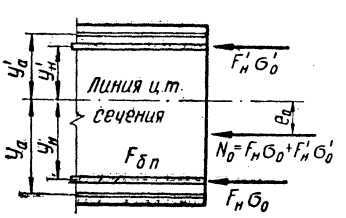


Рис. II.29. Схема распределения усилий в арматуре при определении потерь предварительного напряжения.

Равнодействующую усилий во всей напрягаемой верхней и нижней арматуре рассматривают как внешнюю силу, внецентренно обжимающую полное приведенное сечение (рис. II.29), и определяют при отсутствии ненапрягаемой арматуры по формуле

$$N_0 = F_н\sigma_0 + F'_н\sigma'_0. \qquad (II.12)$$

Эксцентриситет равнодействующей e_0 определяют по формуле

$$e_0 = \frac{\sigma_0 F_н y_н - \sigma'_0 F'_н y'_н}{N_0}, \qquad (II.13)$$

где $y_н$ и $y'_н$ — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до напряженной арматуры.

Напряжения в арматуре σ_0 и σ'_0 принимают с учетом потерь, происходящих до обжатия бетона. Значения напряжений в бетоне вычисляют в следующих местах:

на уровне центра тяжести всей продольной арматуры, если эпюра сжимающих напряжений прямоугольная или близкая к ней; в этом случае потери предварительного напряжения в арматуре $F_н$ и $F'_н$ одинаковы;

на уровне центра тяжести всей арматуры наиболее обжатой зоны поперечного сечения элемента, если на грани противоположной зоны сечения сжимающие напряжения близки к нулю, либо там возникают растягивающие напряжения; при этом в арматуре менее напряженной зоны сечения потери напряжения от ползучести бетона принимают равными нулю;

на уровне центра тяжести всей арматуры наиболее обжатой зоны и отдельно на уровне центра тяжести всей арматуры менее обжатой зоны, если эпюра напряжений трапециевидная; в этом случае потери предварительного напряжения от ползучести бетона в арматуре $F_н$ больше, чем в арматуре $F'_н$.

При определении напряжений в бетоне $\sigma_б$, кроме усилий предварительного обжатия, следует учитывать внешние нагрузки, которые действуют при обжатии бетона и остаются при эксплуатации конструкции (например, собственный вес, если он оказывает влияние на распределение напряжений в элементе в процессе обжатия).

Потери, происходящие после обжатия бетона, определяют по данным, приведенным на стр. 167, в зависимости от вычисленных напряжений в бетоне.

4. Определяют напряжение $\sigma_с$, с которым должна быть введена в расчет предварительно напряженная арматура $F'_н$, расположенная в сжатой зоне, по формуле

$$\sigma'_с = 3600 - m_т \sigma'_0, \qquad (II.14)$$

где σ'_0 — растягивающее предварительное напряжение в *кг/см*² в арматуре $F'_н$, расположенной в зоне, сжатой от действия внешних усилий, принимаемое с учетом всех потерь;

$m_т$ — коэффициент точности предварительного натяжения, равный 1,1.

Напряжение $\sigma'_с$ может быть сжимающим, нулевым или растягивающим. Если напряжение $\sigma'_с$ будет сжимающим, оно должно приниматься не более $R_{ас}$.

5. Определяют положение нейтральной оси сечения (высоту сжатой зоны). Высота сжатой зоны x определяется из уравнения равновесия — суммы проекций всех сил на ось элемента. Уравнение равновесия для любого симметричного сечения имеет вид

$$R^н_а F_н + R_а F_а - \sigma'_с F'_н - R_{ас} F'_а - R_и F_б = 0, \qquad (II.15)$$

где $F_б$ — площадь сечения сжатой зоны бетона.

Сечение сжатой зоны должно удовлетворять те же два условия, что и сечение сжатой зоны изгибаемого элемента из обычного железобетона:

$$\frac{S_б}{S_0} \leqslant \zeta; \qquad (II.16)$$

$$z \leqslant h_0 - a', \qquad (II.17)$$

где $S_б$ — статический момент площади сжатой зоны сечения относительно равнодействующей усилий в растянутой арматуре $F_н$ и $F_а$;

S_0 — статический момент всей площади поперечного сечения элемента относительно равнодействующей усилий в растянутой арматуре $F_н$ и $F_а$.

Значения коэффициента ζ принимаются в зависимости от проектной марки бетона:

Марка бетона	400 и ниже	500	600
Коэффициент ζ	0,8	0,7	0,65

Из уравнения (II.15) выведены формулы для определения высоты сжатой зоны предварительно напряженных изгибаемых элементов:

для прямоугольного сечения или таврового с полкой у растянутой грани

$$x = \frac{R_а^н F_н + R_а F_а - \sigma_с' F_н' - R_{а.с} F_а'}{R_и b}; \qquad (II.18)$$

для двутаврового и таврового сечения с полкой у сжатой грани

$$x = \frac{R_а^н F_н + R_а F_а - \sigma_с' F_н' - R_{а.с} F_а'}{R_и b_п}. \qquad (II.19)$$

Если величина x, найденная по формуле (II.19), больше толщины плиты $h_п$, положение нейтральной оси определяют по формуле

$$x = \frac{R_а^н F_н + R_а F_а - \sigma_с' F_н' - R_{а.с} F_а' - R_и 0{,}8 (b_п - b) h_п}{R_и b}. \qquad (II.20)$$

Высота сжатой зоны должна удовлетворять условию (II.16).

6. Определяют расчетный изгибающий момент, который может воспринять сечение.

Расчетный момент равен моменту M усилия, воспринимаемого сжатой зоной сечения относительно центра тяжести растянутой арматуры. Для сечения любой симметричной формы M определяют из уравнения

$$M = R_и S_б + \sigma_с' S_н + R_{а.с} S_а, \qquad (II.21)$$

где $S_н$ — статический момент площади сечения арматуры $F_н'$ относительно равнодействующей усилий в арматуре $F_н$ и $F_а'$;

$S_а$ — статический момент площади сечения арматуры $F_а'$ относительно равнодействующей усилий в арматуре $F_н$ и $F_а'$.

Из уравнения (II.21) выведены формулы для расчета изгибаемых элементов.

Для прямоугольного сечения и таврового с полкой у растянутой грани

$$M = R_и bx \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + \sigma_с' F_н' (h_0 - a_н') + R_{а.с} F_а' (h_0 - a_а'). \qquad (II.22)$$

Для двутаврового и таврового сечения с полкой у сжатой грани:

если ось проходит в пределах плиты,

$$M = b_п x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) R_и + F_н' \sigma_с' (h_0 - a_н') + F_а' R_{а.с} (h_0 - a_а'); \qquad (II.23)$$

если нейтральная ось пересекает ребро,

$$M = R_и bx \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + 0{,}8 R_и (b_п - b) h_п \left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right) + \\ + \sigma_н' F_н' (h_0 - a_н') + R_{а.с} F_а' (h_0 - a_а'). \qquad (II.24)$$

При определении положения нейтральной оси сечения и расчетного изгибающего момента можно пользоваться табл. I.15 для расчета изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения.

Расчет сечений, наклонных к оси элемента, на поперечную силу производится по методике, разработанной для обычного железобетона.

Предельное усилие в хомутах на единицу длины элемента определяют по формуле

$$q_x = \frac{R_{а.х} f_{н.х} n_1}{a_1} + \frac{R_{а.х} f_{а.х} n}{a}, \qquad (II.25)$$

где $f_{н.х}$ и $f_{а.х}$ — площади сечений одной ветви напрягаемого и ненапрягаемого хомута;

n_1 и n — число ветвей хомутов с площадью сечения $f_{н.х}$ и $f_{а.х}$ в одном сечении элемента;

a_1 и a — расстояние между хомутами $f_{н.х}$ и $f_{а.х}$ по длине элемента.

Если принятое сечение хомутов в элементах из тяжелого бетона не удовлетворяет условие $Q \leqslant Q_{х.б}$, где $Q_{х.б} = \sqrt{0{,}6 R_и b h_0^2 q_х} - q_х$ и, необходимо увеличить площадь сечения хомутов или поставить отогнутую ненапрягаемую или напрягаемую арматуру.

В последнем случае необходимую площадь сечения отгибов, располагаемых в одной плоскости, определяют по формуле

$$F_{н.о} R_{а.х} \sin\alpha + F_0 R_{а.х} \sin\alpha = Q - Q_{х.б}, \qquad (II.26)$$

где Q — расчетная поперечная сила в месте расположения данной плоскости отгибов.

Для предварительно напряженных элементов, армированных проволокой, пучками или прядями без анкеров, должна быть проверена прочность на изгиб по наклонным сечениям, начинающимся у грани опоры, а также на длине зоны анкеровки $l_{ан}$ (см. рис. II.10). При этом сопротивление арматуры принимают в начале зоны анкеровки равным нулю, а в остальных точках равным $\sigma_0 \frac{l_х}{l_{ан}}$, но не более $R_а$, где $l_х$ — расстояние от начала зоны анкеровки до рассматриваемой точки.

Величина $l_{ан}$ (в *см*) принимается равной:

При $\sigma_0 = 10\,000$ *кг/см*² . . . . . $k_{ан} d$

При $\sigma_0 < 10\,000$ „ . . . . . $k_{ан} d \dfrac{\sigma_0}{10000}$

При $\sigma_0 > 10\,000$ „ . . . . . $k_{ан} d + 3 \dfrac{\sigma_0 - 10\,000}{R_0}$

Примечание. Здесь d — диаметр проволоки или пряди в *см*; $k_{ан}$ — коэффициент, принимаемый по табл. II.4; σ_0 — значение предварительного напряжения в арматуре с учетом потерь, происходящих до обжатия бетона; R_0 — кубиковая прочность бетона при его обжатии.

Проверка прочности на изгиб по наклонным сечениям должна производиться с учетом возможности нарушения сцепления арматуры с бетоном (например, при мгновенной передаче на бетон предварительного напряжения). В этом случае должна быть проверена также и прочность на изгиб по нормальному к оси элемента сечению, проходящему от торца элемента на расстоянии 0,25 $l_{ан}$ для тяжелого бетона, при этом сопротивление предварительно напряженной арматуры не учитывается (в случае отсутствия на длине зоны анкеровки ненапрягаемой арматуры сечение рассчитывается как бетонное).

На изгибаемые предварительно напряженные элементы распространяются указания по конструированию хомутов и отгибов, приведенные на стр. 81.

Таблица II. 4

Значения коэффициента $k_{ан}$ для определения длины зоны анкеровки $l_{ан}$ высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля и семипроволочных арматурных прядей, применяемых без специальных анкеров в элементах из тяжелого бетона

Вид арматуры	Кубиковая прочность бетона в момент его обжатия R_0 в *кг/см²*			
	200	300	400	500
Высокопрочная проволока периодического профиля	100	80	60	45
Семипроволочные пряди диаметром 4,5—9 *мм*	70	60	50	45
То же, диаметром 12 и 15 *мм*	50	40	35	30

Примечания: 1. Значения коэффициентов $k_{ан}$ для прядевой арматуры не распространяются на элементы из керамзитобетона.

2. При мгновенной передаче предварительного напряжения на бетон начало зоны анкеровки арматуры принимают на расстоянии от торца элемента: для тяжелого бетона — $0{,}25\,l_{ан}$.

3. При применении поперечной напрягаемой арматуры без анкеров (например, при непрерывном армировании) следует снижать расчетные сопротивления поперечных стержней на длине зоны ее анкеровки $l_{ан.х}$.

Расчет сечений, нормальных к оси элемента, на воздействие предварительного обжатия бетона в сочетании с монтажными нагрузками. Изгибаемый элемент до приложения эксплуатационной нагрузки работает как внецентренно сжатый силами натяжения предварительно напряженной арматуры. При этом равнодействующую усилий в верхней и нижней напрягаемой арматуре $F'_н$ и $F_н$ можно рассматривать как внешнюю силу. Точка приложения равнодействующей, как правило, смещена в направлении арматуры $F_н$. Из всех возможных сочетаний монтажной нагрузки наиболее опасным будет то, которое увеличивает смещение равнодействующей,— эксцентриситет. Его и следует учитывать при расчете.

Под воздействием указанных нагрузок грань сечения, где расположена арматура $F_н$, будет сжата, а грань сечения, где расположена арматура $F'_н$,— растянута. Расчет заключается в проверке прочности сжатой зоны сечения, где расположена арматура $F_н$, и в проверке прочности арматуры $F'_н$ и $F'_а$. Расчет выполняется как при внецентренном сжатии.

Для проверки прочности сжатой зоны используется уравнение равновесия моментов всех сил относительно центра тяжести арматур $F'_н$ и $F'_а$

$$S_б R_0 + F_а R_а (h_0 - a_а) - F_н (m_т \sigma_0 - 3000)(h_0 - a_н) - M = 0, \quad (II.27)$$

где M — расчетный момент от монтажной нагрузки;

$S_б$ — статический момент сжатой зоны бетона относительно равнодействующей усилий в арматуре $F'_н$ и $F'_а$;

R_0 — кубиковая прочность бетона к моменту передачи усилий обжатия на бетон;

σ_0 — напряжение в арматуре $F_н$ с учетом потерь, проявляющихся до обжатия бетона;

$m_т$ — коэффициент точности предварительного натяжения, равный 1,1.

Прочность считается обеспеченной, когда $S_б \leqslant \zeta S_0$. Величина ζ приведена на стр. 187.

Для проверки прочности арматуры $F'_н$ и $F'_а$ используется уравнение равновесия, выражающее сумму проекций всех сил на ось элемента

$$F'R^н_а + F'_а R_{а.с} = F_б R_0 + F_а R_а - F_н (m_т \sigma_0 - 3000), \qquad (II.28)$$

где $F_б$ — площадь сжатой зоны бетона.

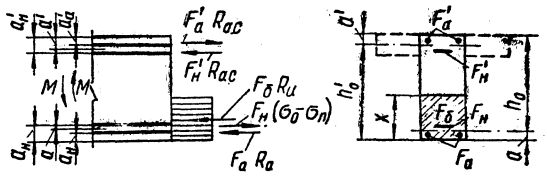


Рис. II.30. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении предварительно напряженного изгибаемого элемента при расчете по прочности на монтажные нагрузки.

Из уравнений (II.27) и (II.28) выведены расчетные формулы.

Прямоугольные, а также тавровые сечения с полкой, расположенной у сжатой грани (при работе элемента на эксплуатационные нагрузки), рассчитываются по формуле (рис. II.30)

$$A_0 = \frac{\eta [F_н (m_т \sigma_0 - 3000)(h'_0 - a_н) \pm M] - F_а R_а (h'_0 - a_а)}{b h'^2_0 R_0}. \qquad (II.29)$$

Если $A_0 > \frac{\zeta}{2}$, прочность сжатой зоны сечения при принятых геометрических размерах, прочности бетона и величине усилий от предварительного натяжения недостаточна. Если $A_0 \leqslant \frac{\zeta}{2}$, прочность сжатой зоны обеспечена. Проверяется прочность растянутой арматуры по формуле

$$F'_н + F_а \frac{R_а}{R^н_а} \geqslant \frac{\alpha b h'_0 R_0 + F_а R_а - F_н (m_т \sigma_0 - 3000)}{R^н_а}, \qquad (II.30)$$

где $m_т$ — коэффициент точности предварительного натяжения (при натяжении на упоры $m_т = 1$; при натяжении на бетон $m_т = 1{,}1$);

M — расчетный момент, возникающий в элементе при изготовлении, транспортировании и монтаже. В формуле (II.29) знак плюс принимают в случае, когда действие момента M вызывает увеличение сжимающих напряжений в зоне расположения арматуры $F_н$; знак минус — когда действие момента вызывает уменьшение сжимающих напряжений в той же зоне;

η — коэффициент, учитывающий влияние прогиба элемента. При натяжении арматуры на упоры коэффициент η принимается равным единице;

α — величина, определяемая из условия $\alpha(1 - 0{,}5\,\alpha) = A_0$ или по табл. I.15.

Двутавровые сечения и тавровые сечения с полкой, расположенной у растянутой грани, при работе элемента на эксплуатационные нагрузки рассчитываются следующим образом.

Определяют величину A_0 по формуле (II.29) и проверяют условие

$$A_0 < A_{0макс}, \qquad (II.31)$$

где

$$A_{0макс} = \frac{\zeta}{2}\left[1 + \frac{2h_п}{h'_0}\left(\frac{b_п}{b} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\,\frac{h_п}{h_0}\right)\right]; \qquad (II.32)$$

$b_п$ и $h_п$ — ширина и высота полки, расположенной при расчете на эксплуатационную нагрузку у растянутой грани сечения.

Если условие (II.31) не удовлетворено, прочность сжатой зоны сечения недостаточна, если удовлетворено — достаточна. В этом случае при

$$A_0 \leqslant A_{о.п}, \tag{II.33}$$

$$A_{о.п} = \frac{b_п}{b} \cdot \frac{h_п}{h_0'} \left(1 - 0{,}5 \frac{h_п}{h_0'}\right), \tag{II.34}$$

площадь растянутой арматуры $F_н'$ и $F_а'$ должна удовлетворять условие

$$F_н' + F_а' \frac{R_а}{R_а^н} \geqslant \frac{\alpha b_п h_0' R_0 - F_н (m_т \sigma_0 - 3000) + F_а R_а}{R_а^н}, \tag{II.35}$$

где α — величина, соответствующая значению $A_0 \frac{b}{b_п}$ в табл. 1. 15.

При

$$A_0 > A_{оп} \tag{II.36}$$

площадь растянутой арматуры должна удовлетворять условие

$$F_н' + F_а' \frac{R_а}{R_а^н} \geqslant \frac{(\alpha_1 + \alpha_{св}) b h_0' R_0 + F_а R_а - F_н (m_т \sigma_0 - 3000)}{R_а^н}, \tag{II.37}$$

где

$$\alpha_{св} = 0{,}8 \left(\frac{b_п}{b} - 1\right) \frac{h_п}{h_0}; \tag{II.38}$$

$$\alpha_1 (1 - 0{,}5\alpha_1) = A_{01} \tag{II.39}$$

Здесь

$$A_{01} = A_0 - A_{о.св}; \tag{II.40}$$

$$A_{о.св} = 0{,}8 \frac{h_п}{h_0'} \left(\frac{b_п}{b} - 1\right) \left(1 - 0{,}5 \frac{h_п}{h_0'}\right). \tag{II.41}$$

Кроме того, должны быть проверены условия прочности бетона в зоне расположения арматуры $F_н'$:

для прямоугольных и тавровых сечений с полкой в зоне расположения арматуры $F_а$

$$F_н' (m_т \sigma_0' - 3000)(h_0 - a_н') \pm M \leqslant \frac{\zeta}{2} R_0 b h_0^2 + F_а' R_а (h_0 - a_а'); \tag{II.42}$$

для двутавровых сечений

$$F_н' (m_т \sigma_0' - 3000)(h_0 - a_н') \pm M \leqslant A_{0макс}' b h_0^2 R_0 + F_а' R_а (h_0 - a_а'), \tag{II.43}$$

где $A_{0макс}'$ вычисляют по формуле (II.32), подставляя вместо $h_п$ величину $h_п'$.

В формулах (II.42) и (II.43) знак плюс принимают в случае, когда действие момента M вызывает увеличение сжимающих напряжений в зоне расположения арматуры $F_н'$, а знак минус,— когда момент уменьшает напряжения в той же зоне. Проверка по формулам (II.42) и (II.43) необходима лишь в тех случаях, когда в зоне расположения арматуры $F_н'$ имеет место сжатие.

Расчет прочности бетона на смятие под анкерными шайбами дает возможность установить потребность в усилении зоны анкеров косвенным армированием.

Расчет на смятие при косвенном армировании на длине, равной или меньшей высоты сечения, производится по формуле

$$N_{см} = \varepsilon R_{пр} F_{см} + \mu_к F_я R_а, \tag{II.44}$$

где $N_{см}$ — усилие в напрягаемой арматуре, вызывающее смятие бетона;

ε — коэффициент, учитывающий влияние бетонной обоймы на повышение несущей способности бетона при смятии, определяемое по формуле $\varepsilon = 4 - 3\sqrt{\frac{F_{см}}{F}}$, но не более 3,5; $\frac{F_{см}}{F}$ — отношение площади смятия (площади шайбы) к общей расчетной площади, на которую передается нагрузка;

$R_{пр}$ — расчетное сопротивление (призменное) бетона, принимаемое по табл. I.2;

$F_я$ — площадь бетона, заключенная внутри контура сеток;

$R_а$ — расчетное сопротивление арматуры сеток;

$\mu_к$ — объемный коэффициент косвенного армирования

$$\mu_к = \frac{n_1 f_1 l_1 + n_2 f_2 l_2}{l_1 l_2 h}. \qquad (II.45)$$

Здесь f_1, l_1 и n_1 — соответственно площадь, длина стержня и число стержней в сетке в одном направлении;

f_2, l_2 и n_2 — то же, в другом направлении;

h — расстояние между сетками.

Площади сечения стержней сеток на единицу длины в одном и в другом направлениях не должны отличаться более чем в 1,5 раза.

РАСЧЕТ ПО ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ

По степени опасности образования трещин предварительно напряженные конструкции подразделяют на три категории трещиностойкости:

1-я категория — конструкции, к которым предъявляют требование непроницаемости (резервуары, напорные трубы и т. п.). Конструкции 1-й категории рассчитываются на трещиностойкость на расчетные нагрузки во всех случаях их применения. В гражданских зданиях такие конструкции обычно не встречаются;

2-я категория — конструкции, к которым требований непроницаемости не предъявляют и которые находятся под воздействием хотя бы одного из следующих факторов: агрессивной среды, многократно повторяющейся нагрузки, а также в случаях, когда арматура конструкций полностью или частично изготовлена из высокопрочной холоднотянутой проволоки с нормативным сопротивлением более 10 000 *кг/см*². Конструкции 2-й категории рассчитываются на трещиностойкость на нормативные нагрузки, как правило, во всех случаях. В гражданских зданиях к конструкциям 2-й категории трещиностойкости относятся железобетонные фундаменты, находящиеся ниже агрессивных грунтовых вод, и конструкции, армированные высокопрочной проволокой;

3-я категория — конструкции, армированные горячекатаными стержнями, или предварительно напряженными элементами, либо холоднотянутой низкоуглеродистой проволокой (по ГОСТ 6727—53), к которым требований непроницаемости не предъявляют. Конструкции 3-й категории на трещиностойкость не рассчитываются. Они проверяются лишь на ширину раскрытия трещин по методике, применяемой для расчета обычных железобетонных конструкций. Применяемые для армирования массивных конструкций предварительно напряженные элементы (бруски, доски и т. п.), армированные высокопрочной стальной проволокой с нормативным сопротивлением более 10 000 *кг/см*², относятся к конструкциям 2-й категории трещиностойкости.

Площадь сечения арматуры $F_н$ и $F'_н$ определяется в большинстве случаев именно расчетом по трещиностойкости, который включает:

проверку трещиностойкости нормальных к оси сечений при воздействии эксплуатационных нагрузок в сочетании с предварительным натяжением;

проверку трещиностойкости наклонных к оси сечений при тех же воздействиях,

проверку трещиностойкости нормальных к оси сечений при воздействии предварительного обжатия бетона в сочетании с монтажными нагрузками.

Проверка трещиностойкости нормальных сечений при воздействии эксплуатационных нагрузок в сочетании с предварительным натяжением. В расчет вводится приведенное сечение элемента, определяемое как и при расчете по несущей способности (см. стр. 186). Равнодействующую усилий во всей верхней и нижней напрягаемой и ненапрягаемой арматуре N_0 учитывают как внешнюю силу, обжимающую приведенное сечение. Значение N_0 определяют по формуле

$$N_0 = m_т \sigma_0 F_н + m_т \sigma_0' F_н' - \sigma_а F_а - \sigma_а' F_а' . \qquad (II.46)$$

Эксцентриситет силы N_0 относительно центра тяжести приведенного сечения находят по формуле

$$e_0 = \frac{m_т \sigma_0 F_н y_н + \sigma_а' F_а' y_а' - m_т \sigma_0' F_н' y_н' - \sigma_а F_а y_а}{N_0} , \qquad (II.47)$$

где $F_н$ и $F_а$ — площади сечения соответственно напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры $A_н$ и A, расположенной в наиболее обжатой зоне сечения;

$F_н'$ и $F_а'$ — площади сечения соответственно напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры $A_н'$ и $A_а'$, расположенной в менее обжатой зоне сечения;

σ_0 и σ_0' — напряжения соответственно в напрягаемой арматуре $A_н$ и $A_н'$ с учетом всех потерь;

$\sigma_а$ и $\sigma_а'$ — предварительно сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре, принимаемые численно равными: а) в стадии обжатия бетона элемента — потерям напряжений от усадки бетона; б) в стадии эксплуатации элемента — сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона;

$y_н$, $y_н'$, $y_а$ и $y_а'$ — расстояния от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести приведенного сечения соответственно до точек приложения равнодействующих усилий в соответствующей арматуре.

При криволинейном расположении напрягаемой арматуры значения σ_0 и σ_0' в формулах (II.46) и (II.47) умножаются соответственно на $\cos\alpha$ и $\cos\alpha'$, где α и α' — углы наклона напрягаемой арматуры к оси элемента в рассматриваемом сечении.

При расчете трещиностойкости учитывают работу сжатой и растянутой зоны бетона. Эпюру нормальных напряжений в растянутой зоне принимают прямоугольной (рис. II.31), а величины напряжений — равными условному расчетному сопротивлению бетона на растяжение $R_р$. Эпюра нормальных напряжений в сжатой зоне треугольная и имеет такой уклон, что при продолжении ее в растянутую зону она отсекла бы на крайнем растянутом волокне отрезок, равный $2R_р$.

При малой площади сечения сжатой зоны (тавровые элементы с полкой в растянутой зоне), а также при значительных продольных уси-

лиях от внешней нагрузки (внецентренно сжатые элементы) может иметь место неравенство

$$N + N_0 > N_1, \qquad (II.48)$$

где N_0 — усилие продольного предварительного обжатия;

N — продольная сила, действующая в сечении от нормативной или расчетной нагрузки;

N_1 — равнодействующая внутренних сил в сечении, отвечающая распределению напряжений, приведенному на рис. II.30.

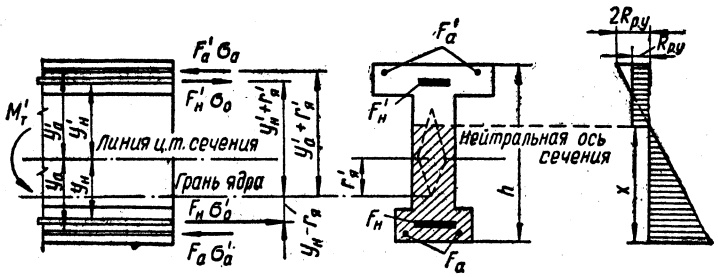


Рис. II.31. Схема распределения напряжений и усилий предварительно напряженного изгибаемого элемента при расчете трещиностойкости.

Значение N_1 допускается определять по формуле

$$N_1 = (F_{св} + nF'_а + nF'_н)\,R_и - (F_{уш} + 2nF_а + 2nF_н)\,R_т + \\ + (0{,}5R_и - R_т)\,F_р, \qquad (II.49)$$

где $F_р$, $F_{уш}$, $F_{св}$ — площадь стенки двутаврового сечения, уширений и свесов.

При $N + N_0 > N_1$ учитываются неупругие деформации в растянутой и сжатой зоне сечения, вследствие чего эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны имеет форму трапеции. При расчете изгибаемых элементов указанное неравенство редко имеет место.

Момент внутренних сил элемента при образовании трещин может быть выражен суммой двух моментов: момента, воспринимаемого полным приведенным сечением, и момента обжимающих сечение усилий в арматуре относительно ядровой точки, удаленной от арматуры $F_н$. Положение ядровой точки приведенного сечения вычисляют по формулам сопротивления материалов.

Условие трещиностойкости может быть выражено следующей формулой

$$M \leqslant M_т = M^я_{об} + R_т W_т, \qquad (II.50)$$

где M — момент внешних сил от действия расчетных нагрузок для элементов 1-й категории трещиностойкости и от действия нормативной нагрузки для элементов 2-й категории трещиностойкости;

$M^я_{об}$ — момент сил в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре относительно ядровой точки, удаленной от арматуры $F_н$. Усилия в напрягаемой арматуре принимаем с учетом всех потерь и коэффициента точности натяжения $m_т = 0{,}9$;

$R_т$ — расчетное сопротивление растяжению при расчете по образованию трещин;

$W_т$ — упругопластический момент сопротивления приведенного сечения, вычисленный с учетом прямоугольной эпюры напряжений в растянутой зоне, где расположена арматура $F_н$.

Смысл формулы (II.50) можно уяснить на следующем примере. Сечение предварительно напряженного изгибаемого элемента обжимается усилиями в арматуре $m_т F_н \sigma_0$, $m_т F'_н \sigma'_0$, $F_а \sigma_а$, $F'_а \sigma'_а$ (рис. II.32). Равнодействующая указанных сил N_0, равная

$$N_0 = m_т F_н \sigma_0 + m_т F'_н \sigma'_0 - F_а \sigma_а - F'_а \sigma'_а,$$

приложена с эксцентриситетом e_0 относительно центра тяжести приведенного сечения. Если приложить к сечению момент внешних сил, равный $M^я_{об} = N_0(e_0 + r_я)$, равнодействующая обжимающих сил переместится в отдаленную от арматуры $F_н$ крайнюю точку ядра сечения и напряжения у ближайшей к арматуре $F_н$ грани сечения станут равными нулю (рис. II.32, *б*).

При дальнейшем увеличении момента внешних сил (рис. II.32, *в*) у ближайшей к арматуре $F_н$ грани сечения появляются растягивающие напряжения, которые достигнут величины $R_р$, когда момент внешних сил будет равен $M_т = M^я_{об} + R_т W_т$. Чтобы в сечении не появились трещины, напряжения у растянутой его грани не должны превышать $R_т$, следовательно,

$$M \leqslant M_т = M^я_{об} - R_т W_т.$$

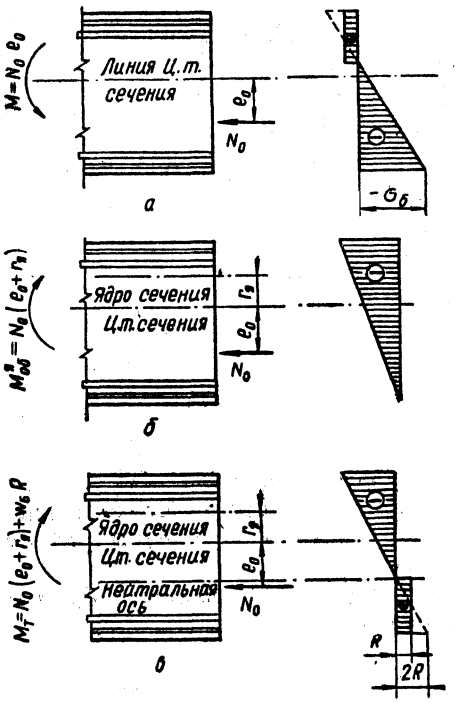


Рис. II.32. Схемы распределения напряжений в бетоне при действии на сечение:
а — момента от равнодействующей усилий в арматуре N_0, обжимаемого растянутую зону; *б* — момента внешних сил $M^я_{об}$, равного по величине $N_0(e_0 + r_я)$; *в* — момента внешних сил, вызывающего в растянутой зоне напряжения $R_т$.

Порядок расчета трещиностойкости элемента следующий.

Определяют момент сил обжатия относительно более удаленной от арматуры $F_н$ ядровой точки $M^я_{об}$; для этого вычисляют положение точки $r_я$ и усилия в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре с учетом всех потерь и коэффициента точности натяжения $m_т$. Вычисляют величину упругопластического момента сопротивления приведенного сечения $W_т$. Подставив в формулу (II.50) найденные величины $M^я_{об}$, $W_т$ и момент внешних сил $M_т$, проверяют трещиностойкость сечения.

Момент сил обжатия при известных значениях N_0, e_0 и $r_я$ можно легко вычислить. Для определения момента сопротивления $W_т$ произвольного сечения существует следующая формула

$$W_т = \frac{2I_с}{h - x} + S_р, \qquad (II.51)$$

где $I_с$ — момент инерции сжатой части сечения относительно нулевой линии;

$S_р$ — статический момент растянутой части сечения относительно нулевой линии;

h — высота сечения;

x — высота сжатой зоны в рассматриваемом сечении.

Положение нулевой линии сечения определяют из условия

$$S_c = \frac{(h-x)F_p}{2}, \qquad (II.52)$$

где S_c — статический момент сжатой части сечения относительно нулевой линии;

F_p — площадь растянутой части сечения.

Упругопластический момент сопротивления $W_т$ может быть вычислен по формуле

$$W_т = bh^2\left[(1-\varepsilon_т)\left(\frac{1}{2}+\frac{\varepsilon_т}{3}\right)+y_1\left(1-\delta_1-\frac{\varepsilon_т}{6}\right)+\right.$$
$$\left.+2y_1'\frac{\varepsilon_т-\delta_1'}{1-\varepsilon_т}\left(\frac{\varepsilon_т}{3}-\delta_1'\right)\right], \qquad (II.53)$$

где

$$\delta_1 = \frac{h_п}{2h} \approx \frac{a}{h}; \quad \delta_1' = \frac{h_п'}{2h} \approx \frac{a'}{h};$$

$$y_1 = \frac{(b_п - b)h_п + 2nF_a}{bh};$$

$$y_1' = \frac{(b_п' - b)h_п' + nF_a'}{bh};$$

$$\varepsilon_т = \frac{1+y_1+2y_1'\delta_1'}{2+y_1+2y_1'}.$$

Формула (II.53) может применяться для определения $W_т$ любых сечений симметричной формы — двутавровых, тавровых с полкой в растянутой или сжатой зоне, прямоугольных. В каждом отдельном случае соответствующие члены формулы обращаются в нуль.

Наиболее просто упругопластический момент сопротивления $W_т$ может быть вычислен по приближенной формуле

$$W_т = \gamma W_0, \qquad (II.54)$$

где W_0 — момент сопротивления приведенного сечения, определяемый по правилам сопротивления упругих материалов;

γ — коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения и принимаемый по табл. 34 приложения СНиП II-В.1—62*.

Проверка трещиностойкости наклонных к оси сечений. Трещины в наклонных сечениях вызываются главными растягивающими напряжениями $\sigma_{г.р}$. Скалывающие и главные напряжения определяют как для однородного упругого тела по формулам сопротивления материалов в наиболее опасных местах по длине пролета в зависимости от вида эпюр поперечных сил и изгибающих моментов. Напряжения определяют в местах изменения сечения элемента, а по высоте сечения — в точках на оси, проходящей через центр тяжести сечения и в местах резкого изменения ширины сечения.

Допускается не производить проверку на образование трещин, если соблюдается условие

$$\tau \leqslant 0{,}7R_т, \qquad (II.55)$$

где τ — наибольшие касательные напряжения в бетоне.

Величины главных растягивающих напряжений $\sigma_{г.р}$ рекомендуется определять по формуле

$$\sigma_{г.р} = \frac{\sigma_x+\sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau^2}, \qquad (II.56)$$

где

$$\sigma_x = \frac{M}{I_п} y + \sigma_б; \qquad (II.57)$$

σ_y — предварительное (сжимающее) напряжение в бетоне, действующее в направлении, перпендикулярном к продольной оси элемента, и вызванное предварительным натяжением поперечной арматуры (хомутов) или отгибов. Абсолютное значение σ_y определяют по формуле

$$\sigma_y = \frac{\sigma_{0.x} F_{н.x}}{u_x b} + \frac{\sigma_0 F_{н.o}}{u_0 b} \sin \alpha. \qquad (II.58)$$

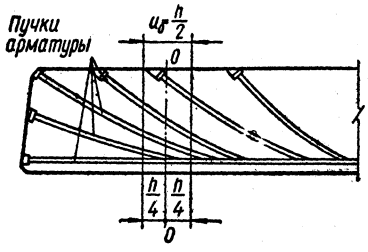


Рис. II.33. Схема расположения пучков арматуры, учитываемых при расчете по образованию трещин в сечении.

Напряжения от приложенных к балке сосредоточенных сил определяют согласно указаниям § 3.27 «Инструкции по проектированию железобетонных конструкций». М., Стройиздат, 1968.

В формулах (II.56) и (II.57) растягивающие напряжения следует подставлять со знаком плюс, а сжимающие — со знаком минус.

Здесь $\sigma_б$ — установившееся предварительное напряжение в бетоне, вычисляемое по формуле (II.11);

y — расстояние от рассматриваемого волокна до центра тяжести приведенного сечения;

$F_{н.x}$ — площадь сечения всех напрягаемых хомутов, расположенных в одной нормальной к оси элемента плоскости на рассматриваемом участке;

$F_{н.o}$ — площадь сечения напрягаемой отогнутой арматуры, заканчивающейся на участке u_0 длиной $\frac{h}{2}$, расположенном симметрично относительно сечения $O—O$ (рис. II.33);

$\sigma_{0.x}$ — предварительное напряжение поперечной арматуры (хомутов) после проявления всех потерь;

u_x — шаг хомутов;

σ_0 — предварительное напряжение в отогнутой арматуре после проявления всех потерь;

τ — скалывающее напряжение в бетоне, определяемое по формуле

$$\tau = \frac{QS_п}{I_п b}, \qquad (II.59)$$

где $S_п$ — приведенный статический момент части сечения, расположенной выше рассматриваемого волокна, относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения;

$I_п$ — момент инерции приведенного сечения;

b — ширина элемента в рассматриваемом сечении.

В предварительно напряженных элементах с напрягаемой наклонной или криволинейного очертания арматурой величину поперечной силы Q,

подставляемую в формулу (II.59), определяют как разность (или сумму) поперечных сил от внешней нагрузки $Q_в$ и силы натяжения $Q_{пр}$ по формуле

$$Q = Q_в - Q_{пр}. \qquad (II.60)$$

Здесь $Q_{пр} = \Sigma N_0 \sin \alpha$, (II.61)

где α — угол между отогнутым стержнем или пучком и продольной осью элемента в рассматриваемом сечении.

Усилие N_0 в пучке или стержне, заканчивающемся на опоре или на участке между опорой и сечением, расположенным на расстоянии $\frac{h}{4}$ от рассматриваемого сечения $O—O$ (см. рис. II.33), определяют по формуле

$$N_0 = m_т \sigma_0 f_н, \qquad (II.62)$$

где $f_н$ — площадь сечения одного стержня или пучка напрягаемой отогнутой арматуры.

Коэффициент точности натяжения $m_т$ принимают равным 0,9.

Для балок, армированных проволокой без анкеров, расчет главных напряжений в сечениях по грани опоры обязателен. Длину опорного участка, в пределах которого необходима проверка главных напряжений, принимают равной $l_{ан}$ (см. стр. 189).

При проверке трещиностойкости наклонных сечений наибольшие главные растягивающие напряжения бетона должны удовлетворять условие

$$\sigma_{г.р} \leqslant R_т. \qquad (II.63)$$

Если это условие не соблюдается, следует уменьшить величину главных растягивающих напряжений, вызвав в бетоне сжимающие напряжения в двух направлениях путем предварительного натяжения хомутов, либо увеличить ширину сечения у опоры (см. рис. II.12).

Проверка трещиностойкости нормальных сечений на воздействие предварительного обжатия бетона в сочетании с монтажными нагрузками. Расчет производится по той же методике, что и расчет трещино-

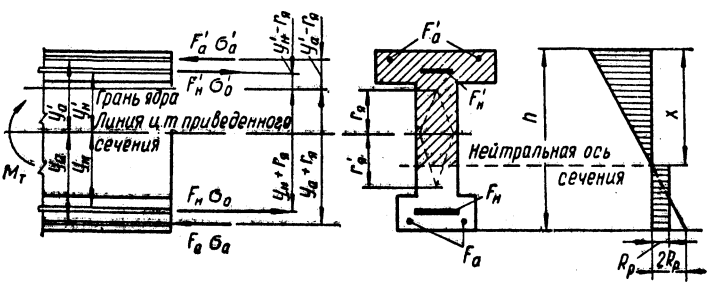


Рис. II.34. Схема распределения напряжений и усилий в предварительно напряженном железобетонном изгибаемом элементе при расчете трещиностойкости зоны, содержащей арматуру $F'_н$ и $F'_а$.

стойкости нормальных сечений на воздействие эксплуатационных нагрузок (рис. II.34).

Основная расчетная формула имеет вид

$$M \leqslant M_т = M^{я}_{об} + R_т W_т, \qquad (II.64)$$

где M — момент от наиболее опасного сочетания монтажных нагрузок;

$M_{об}^{я}$ — момент сил в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре относительно ядровой точки, удаленной от арматуры $F_н'$ (коэффициент точности предварительного натяжения $m_т$ принимают равным 1,0);

$W_т$ — упругопластический момент сопротивления для грани сечения, где расположена арматура $F_н$, вычисленный с учетом прямоугольной эпюры растяжений в растянутой зоне.

Формула (II.64) аналогична формуле (II.50) для расчета на эксплуатационные нагрузки.

Если рассчитываемый элемент смонтирован и воспримет эксплуатационные нагрузки до проявления потерь от ползучести бетона, напряжения в предварительно напрягаемой арматуре σ_0 и σ_0' определяют без учета потерь от ползучести бетона; все остальные потери учитываются. Сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре $\sigma_а$ и $\sigma_а'$ в этом случае принимают равными потерям от усадки бетона.

Если промежуток времени от изготовления элемента до его монтажа настолько значителен, что пренебрегать ползучестью бетона за указанный промежуток времени нельзя, напряжения в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре определяют с учетом потерь от ползучести, как при расчете по формуле (II.48) на эксплуатационные нагрузки.

Момент $M_{об}^{я}$ вычисляется как произведение равнодействующей обжимающих сил в арматуре N_0 на расстояние между точкой приложения равнодействующей и ядровой точкой $(r_я - e_0)$. При этом, если $e_0 < r_я'$, момент положителен; если $e_0 > r_я'$, момент отрицателен.

РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Прогибы, углы поворота и выгиб элементов 1-й и 2-й категории трещиностойкости определяют по формулам строительной механики, как для сплошного упругого тела с учетом работы бетона сжатой и растянутой зон; при этом в расчет вводят полное приведенное сечение элемента.

Жесткость элементов при кратковременном действии нагрузки определяют по формуле

$$B_к = 0{,}85 E_б I_п, \qquad (II.65)$$

где $E_б$ — нормативный модуль упругости бетона при сжатии;

$I_п$ — момент инерции приведенного поперечного сечения элемента.

При определении деформаций балочных элементов таврового и двутаврового сечений постоянной высоты с соотношением высоты сечения к пролету 1/7 и более, подвергающихся действию значительных сосредоточенных нагрузок (подкрановые, подстропильные балки и т. п.), значение B следует принимать на 10% меньше вычисленного по формуле (II.65).

Для предварительно напряженных элементов 2-ой категории трещиностойкости, в отдельных зонах которых допускается образование трещин при предварительном обжатии, значение $B_к$ следует принимать на 15% меньше определенного по формуле (II.65).

Полную величину деформации элементов 1-й и 2-й категории трещиностойкости с учетом длительного действия части нагрузок и выгиба от предварительного обжатия бетона определяют по формуле

$$f = f_к + (f_д - f_в)\, c, \qquad (II.66)$$

где $f_к$ — деформация от кратковременно действующей части нагрузки;

$f_д$ — начальная (кратковременная) деформация от длительно действующей части нагрузки;

$f_в$ — деформация от кратковременного действия предварительного обжатия бетона (выгиб); при вычислении $f_в$ усилие в напрягаемой арматуре определяют с учетом всех потерь; значения $f_к$, $f_д$ и $f_в$ определяют по жесткости $B_к$, вычисленной по формуле (II.65);

c — коэффициент, учитывающий увеличение деформаций вследствие ползучести бетона при длительном действии нагрузки; значение c рекомендуется принимать равным: при сухом режиме — 3; при нормальном — 2; при влажном — 1,5.

Деформации изгибаемых элементов, в которых при нагрузках, соответствующих стадии определения деформаций, могут появиться трещины в растянутой зоне (т. е. элементов 3-й категории трещиностойкости), определяются по найденной из расчета кривизне нейтральной оси $\frac{1}{\rho}$. Кривизна нейтральной оси в каком-либо сечении зависит от действующего в сечении изгибающего момента $M_з$ и нормальной силы $N_с$.

Для определения кривизны $\frac{1}{\rho}$ нейтральной оси элемента в этом сечении пользуются формулой

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_з}{h_0 z_1}\left[\frac{\psi_а}{E_а F_а} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\, b h_0 F_б \nu}\right] - \frac{N_с}{h_0} \cdot \frac{\psi_а}{E_а F_а}, \qquad (II.67)$$

где $M_з$ — заменяющий момент, т. е. изгибающий момент от внешней нагрузки и сил обжатия относительно центра тяжести растянутой арматуры;

h_0 — полезная высота сечения;

$N_с$ — продольное усилие от силы обжатия N_0;

z_1 — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения;

$\psi_а$ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами;

$\psi_б$ — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций сжатой грани сечения на участке между трещинами, принимаемый равным 0,9;

$E_а$ — модуль упругости растянутой арматуры;

$E_б$ — начальный модуль упругости бетона при сжатии;

$F_а$ — площадь сечения всей напрягаемой и ненапрягаемой арматуры растянутой зоны;

γ' — безразмерный коэффициент, учитывающий усиление сжатой зоны арматурой $F'_а$ и сжатой полкой;

ξ — относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\frac{x}{h_0}$;

b — ширина сечения;

ν — отношение упругой части деформации крайнего волокна сжатой грани сечения к полной его деформации, включающей все виды неупругой деформации бетона (ползучесть, усадку, пластические деформации).

Входящие в формулу (II.67) значения $M_з$, $N_с$, ν, ε, z_1, $\psi_б$, $\psi_а$ определяют следующим образом.

Момент $M_з$ вычисляют по формуле

$$M_з = M_н + N_0 e_{0a}; \qquad (II.68)$$

N_c вычисляют по формуле

$$N_c = N_0, \qquad (II.69)$$

где $M_н$ — изгибающий момент в рассматриваемом сечении, определяемый из статического расчета;

N_0 — равнодействующая усилий обжатия в предварительно напряженной арматуре, вычисленная с учетом всех потерь;

e_{0a} — эксцентриситет силы N_0 относительно центра тяжести растянутой арматуры (см. формулу (II.46) и (II.47);

ν — коэффициент, принимаемый равным при кратковременном действии нагрузки 0,45; при длительном действии нагрузки — в зависимости от режима: при сухом $\nu=0{,}10$, при нормальном $\nu=0{,}15$, при влажном $\nu=0{,}20$.

Значение γ' вычисляют по формуле (I.99).

Значение ξ вычисляют по формуле

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1+5(L+T)}{10\mu n}} + \frac{1{,}5+\gamma'}{11{,}5\frac{e_1}{h_2} - 5}, \qquad (II.70)$$

где

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0}; \quad T = \gamma'\left(1 - \frac{h_n'}{2h_0}\right); \quad L = \frac{M_з}{bh_0^2 R_н^н};$$

e_1 — эксцентриситет силы обжатия относительно центра тяжести арматуры растянутой зоны, вычисляемый по формуле

$$e_1 = \frac{Ne_{0a}}{N_0}.$$

Значения z_1 вычисляют по формуле

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\frac{h_n'}{h_0}\gamma' + \varepsilon^2}{2(\gamma'+\varepsilon)}\right]. \qquad (II.71)$$

Если $\varepsilon \leqslant \frac{h_n'}{h_0}$, величины ε и z_1 следует определять как для прямоугольного сечения, принимая

$$\gamma' = \frac{nF_a'}{\nu b_п' h_0} \text{ и } \mu = \frac{F_a}{b_п' h_0}.$$

Во всех случаях значение ε, вычисленное по формуле (II.70), не должно быть больше единицы.

Для элементов, выполненных с предварительным напряжением, ψ_a вычисляют по формуле

$$\psi_a = 1{,}3 - sm - \frac{1-m}{6-4{,}5m}, \qquad (II.72)$$

где $m = \frac{M_т'}{M_c}$, но не более 1,0.

Момент M_c всех расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения усилий (включая силу N_0) относительно нормальной к плоскости изгиба оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне, вычисляют по формуле

$$M_c = M - N_0 (z_1 - e_{0a}), \qquad (II.73)$$

где M — изгибающий момент от нормативной нагрузки;

N_0 — усилие предварительного обжатия.

Момент $M'_т$ всех расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения усилий (включая силу N_0) относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне в момент образования трещин, вычисляют по формуле

$$M'_т = R^н_р W_т + N_0 (z_1 - e_{0a}). \qquad (II.74)$$

Коэффициент s характеризует профиль арматурных стержней и длительность нагрузки. При кратковременном действии нагрузки для стержней периодического профиля $s=1{,}1$, для гладких стержней $s=1{,}0$; при длительном действии нагрузки $s=0{,}8$ независимо от профиля арматурных стержней.

Вычисленное по формуле (II.72) значение ψ_a не должно быть больше единицы.

Зная значение кривизны нейтральной оси $\frac{1}{\rho}$ по длине элемента, можно методами строительной механики вычислить деформации (прогибы) элемента.

В целях упрощения расчета для элементов постоянного сечения кривизну $\frac{1}{\rho}$ вычисляют только один раз для каждого участка элемента, в пределах которого изгибающий момент сохраняет свой знак (см. рис. I.71). В остальных сечениях такого участка допускается принимать кривизну изменяющейся пропорционально изменению значений изгибающего момента.

Деформации изгибаемых элементов, выполненных из предварительно напряженного железобетона, определяются методами строительной механики, причем для каждого участка, на котором эпюра изгибающих моментов сохраняет свой знак. Углы поворота сечений φ_x могут быть вычислены по формуле

$$\varphi_x = \int \frac{1}{\rho}\, dx + C_1; \qquad (II.75)$$

прогибы — по формуле

$$f_x = \int \varphi_x dx + C_2, \qquad (II.76)$$

где постоянные интегрирования C_1 и C_2 определяются из граничных условий.

Для наиболее часто встречающегося на практике и наиболее важного случая статически определимой балки на двух опорах расчет значительно проще. Деформации могут быть приближенно определены отдельно от момента M_3 и продольной силы N_0.

Прогибы балки от момента M_3 могут быть вычислены по формулам, приведенным в табл. 7 приложения. При этом в формулы необходимо поставить вместо EI жесткость элемента B, вычисленную по формуле

$$B = \frac{h_0 z_1}{\dfrac{\psi_a}{E_a F_a} + \dfrac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\, b h_0 E_б \nu}}. \qquad (II.77)$$

Прогибы f_x балки от продольной силы N_c вычисляют по формуле

$$f_x = -\frac{N_c \psi_a}{2 h_0 E_a F_a}\, x (l - x), \qquad (II.78)$$

где F_a — площадь растянутой арматуры;

x — расстояние от опоры до рассматриваемого сечения;

l — пролет балки.

Прогиб посредине пролета равен

$$f = \frac{-N_c \psi_a l^2}{8 h_0 E_a F_a}. \qquad (II.79)$$

Полную величину деформаций при учете длительного действия части нагрузки определяют по формуле

$$f = f_1 - f_2 + f_3, \qquad (II.80)$$

где f_1 — деформации от кратковременного действия всей нагрузки;

f_2 — начальная (кратковременная) деформация от длительно действующей части нагрузки;

f_3 — полная (длительная) деформация от длительно действующей части нагрузки.

Для определения величин f_1, f_2 и f_3 жесткость B вычисляют три раза при значениях ψ_a и ν, отвечающих рассматриваемой нагрузке. Плечо внутренней пары z_1 определяют один раз при воздействии всей нагрузки. Величины f_1 и f_2 вычисляют при значении ν, отвечающем кратковременному действию нагрузки, а величину f_3 — при значении ν, отвечающем длительному действию нагрузки.

Коэффициент ψ_a при определении прогибов вычисляют три раза отдельно для f_1, f_2 и f_3. При вычислении ψ_a, используемого для определения f_1, в формулу (II.72) подставляют значения изгибающего момента M от всей нормативной нагрузки; при вычислении ψ_a, используемого для определения f_2 и f_3, в формулу (II.72) подставляют значения M от длительно действующей части нормативной нагрузки.

ПРИМЕР РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ БАЛКИ

Исходные данные

Расчетный пролет балки $l_p = 9$ *м*. Общая длина балки $l = 9{,}2$ *м*. Суммарная нормативная нагрузки $q_н = 2{,}6$ *т/м*, в том числе кратковременно действующая 0,6 *т/м* и

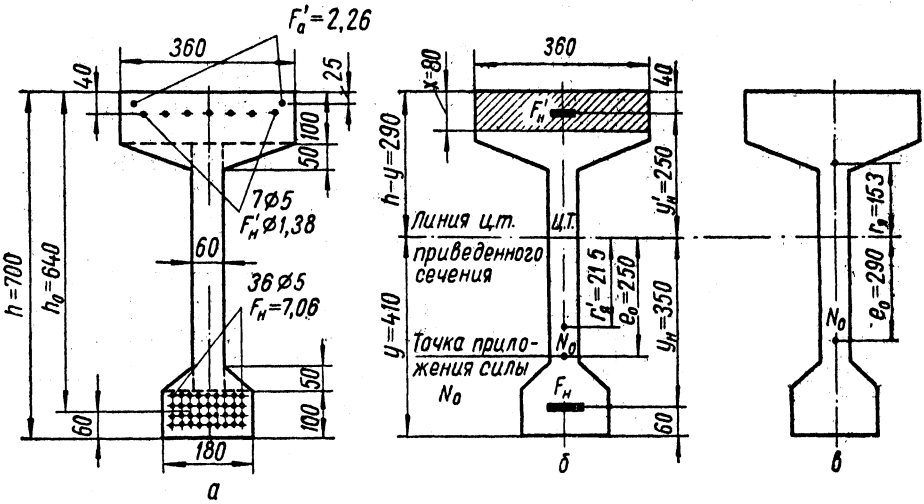
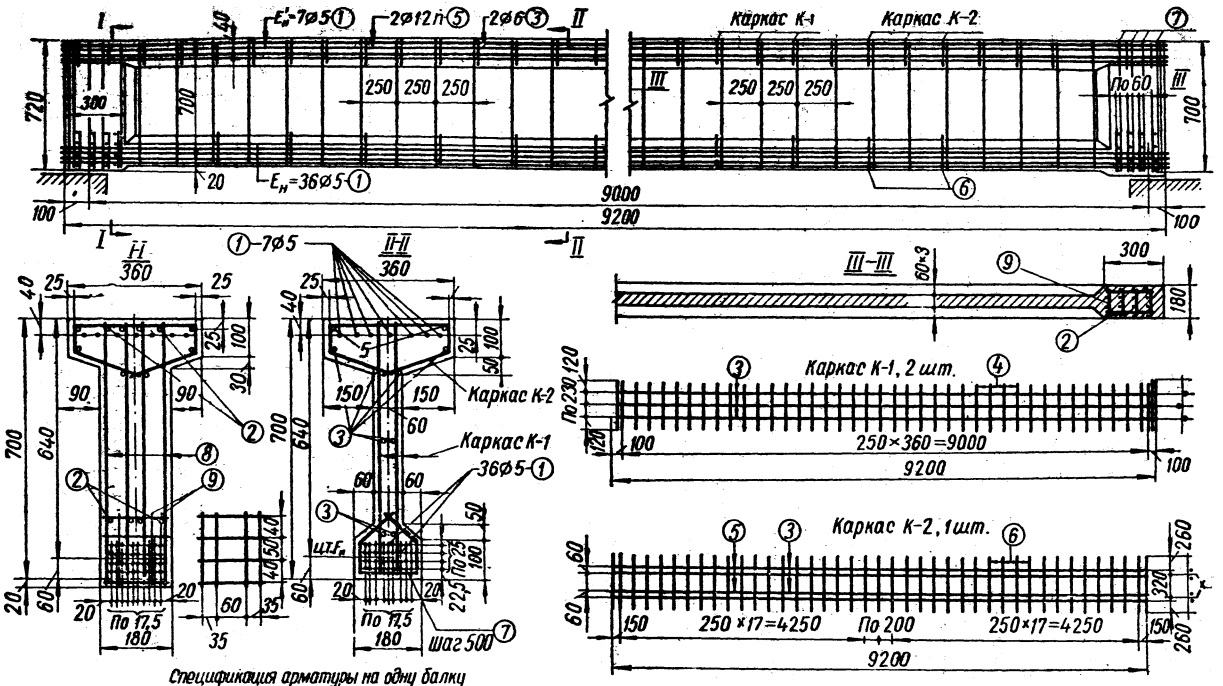


Рис. II.35. К расчету железобетонной предварительно напряженной балки:

а — геометрические размеры сечения; *б* — положение центра тяжести сечения и равнодействующей N_0 при расчете на прочность; *в* — положение равнодействующей N_0 при расчете сечения на трещиностойкость.



Спецификация арматуры на одну балку

Арматура	№ позиции	Эскиз	Диаметр	Длина мм	Количество шт.	Общая длина, м
Отдельные стержни	1	9200	5	9350	43	402
	2	500	6	500	8	4
К-1	3	9200	6	9350	6	56
	4	670	8	670	70	47
К-2	3	9200	6	9350	2	18,7
	5	9200	12	9350	2	31,4
	6	840	6	840	70	59,7
Хомут	7	75 180 80 75	6	520	19	9,9
	8	200 740 690 150	8	1880	12	22,6
Сетка	9	160	6	160	48	7,7

Рис. II.36. Армирование предварительно напряженной железобетонной балки (напрягаемая арматура, позиция *1* — проволока стальная высокопрочная периодического профиля — ГОСТ 8480—63 — диаметром 5 *мм*; позиция *5* — из стали класса А-III периодического профиля: прочая арматура из стали класса А-I; арматура напрягается на упоры до бетонирования балки; бетон принят марки 400; прочность бетона к моменту его предварительного обжатия должна быть не менее 70% проектной).

длительно действующая 2 *т/м*. Суммарная расчетная нагрузка $q=3{,}2$ *т/м*. Нормативный изгибающий момент от монтажной нагрузки 0,8 *тм*. Расчетный изгибающий момент от монтажной нагрузки 1,0 *тм*. Сечение балки постоянное; размеры сечения см. на рис. II.35, чертеж балки — на рис. II.36. Напрягаемая арматура из высокопрочной проволоки периодического профиля диаметром 5 *мм* по ГОСТ 8480—63, верхняя — из 7 ∅ 5В-II ($F'_н=1{,}38$ *см*²); нижняя — из 36 ∅ 5В-II ($F_н=7{,}06$ *см*²). Ненапрягаемая арматура в верхней зоне балки из стали класса А-II периодического профиля ∅ 12А-II ($F'_а=2{,}26$ *см*²). Арматуру диаметром 6 *мм* из стали класса А-I не учитываем, так как ее влияние на работу балки незначительно.

Натяжение проволок производится на упоры. В процессе изготовления предусматривается подогрев бетона. Разность между температурой арматуры и температурой устройств, воспринимающих натяжение, $\Delta t=20°$ С. Бетон марки 400.

Требуется проверить:

а) прочность балки в стадии эксплуатации;

б) трещиностойкость в стадии эксплуатации при коэффициенте точности натяжения арматуры $m_т=0{,}9$;

в) прочность балки при ее работе на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже;

г) трещиностойкость балки при ее изготовлении, транспортировании и монтаже при $m_т=1{,}0$;

д) прогиб балки в стадии эксплуатации.

Расчет прочности и трещиностойкости балки в стадии эксплуатации

Проверка нормального к оси сечения. 1. Назначаем величину предварительного натяжения арматуры. Для высокопрочной проволоки периодического профиля диаметром 5 *мм* ($R^н_а=16000$ *кг/см*²: $R_н=10200$ *кг/см*²) величину предварительного натяжения арматуры принимаем

$$\sigma_0=\sigma'_0=0{,}70R^н_а=0{,}70\cdot 16\,000=11\,250\ кг/см^2.$$

2. Определяем потери напряжения, происходящие до обжатия бетона. Потери напряжения от релаксации определяем по формуле (II.4)

$$\sigma_з=\left(0{,}27\frac{\sigma_0}{R^н_а}-0{,}1\right)\sigma_0=\left(0{,}27\frac{11\,250}{16\,000}-0{,}1\right)11\,250=1020\ кг/см^2.$$

Потерями напряжения от податливости захватов пренебрегаем.

Потери от изменения разности температур $\Delta t=20°$ по формуле (II.8) равны

$$\sigma_7=20\Delta t=20\cdot 20=400\ кг/см^2.$$

Суммарные потери, происходящие до обжатия бетона,

$$\sigma_з+\sigma_7=1020+400=1420\ кг/см^2.$$

3. Определяем потери напряжения, происходящие после обжатия бетона. Для этого необходимо вычислить геометрические характеристики приведенного сечения и напряжения в бетоне.

Для высокопрочной проволоки

$$n=\frac{E_а}{E_б}=\frac{1\,800\,000}{350\,000}=5{,}15;$$

для стержневой арматуры периодического профиля

$$n=\frac{E_а}{E_б}=\frac{2\,100\,000}{350\,000}=6{,}0.$$

Приведенная площадь арматуры:

$$nF'_н=5{,}15\cdot 1{,}38=7{,}1\ см^2;$$
$$nF_н=5{,}15\cdot 7{,}06=36{,}4\ см^2;$$
$$nF'_а=6\cdot 2{,}26=13{,}6\ см^2.$$

Площадь приведенного сечения,

$$F_{б.п}=36\cdot 10+15\cdot 5+6\cdot 50+18\cdot 10+6\cdot 5+7{,}1+36{,}4+13{,}6=1002{,}2\ см^2.$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{б.п}=36\cdot 10\cdot 65+15\cdot 5\cdot 58{,}3+6\cdot 50\cdot 35+18\cdot 10\cdot 5+6\cdot 5\cdot 11{,}7+7{,}1\cdot 66+$$
$$+36{,}4\cdot 6+13{,}6\cdot 67{,}5=41\,130\ см^3.$$

Расстояние центра тяжести приведенного сечения от нижней грани (рис. II.35, *б*)

$$y = \frac{S_{б.п}}{F_{б.п}} = \frac{41\,130}{1002,1} = 41 \text{ см}.$$

Расстояние от центра тяжести до верхней грани

$$h - y = 70 - 41 = 29 \text{ см}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести

$$I_{б.п} = \frac{36 \cdot 10^3}{12} + 36 \cdot 10 \cdot 24^2 + \frac{6 \cdot 50^3}{12} + 6 \cdot 50 \cdot 6^2 + \frac{18 \cdot 10^3}{12} + 18 \cdot 10 \cdot 36^2 +$$

$$+ \frac{15 \cdot 5^3}{36} \cdot 2 + 15 \cdot 5 \cdot 17,3^2 + \frac{6 \cdot 5^3}{36} \cdot 2 + 6 \cdot 5 \cdot 29,3^2 + 7,1 \cdot 25^2 + 13,6 \cdot 26,5^2 +$$

$$+ 36,4 \cdot 35^2 = 624\,600 \text{ см}^4.$$

Равнодействующая усилий в напрягаемой арматуре с учетом потерь, происходящих до обжатия бетона, по формуле (II.12)

$$N_0 = F_н \sigma_0 + F'_н \sigma'_0 = 7,06\,(11\,250 - 1420) + 1,38\,(11\,250 - 1420) = 82\,800 \text{ кг}.$$

Эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести приведенного сечения по формуле (II.13)

$$e_0 = \frac{\sigma_0 F_н y_н - \sigma'_0 F'_н y'_н}{N_0} = \frac{11\,250 \cdot 7,06 \cdot 35 - 11\,250 \cdot 1,38 \cdot 25}{82\,800} = 25 \text{ см}.$$

Для определения потерь от ползучести бетона значение $\sigma_б$ определено на уровне центра тяжести всей продольной арматуры, а напряжения в ненапрягаемой арматуре $\sigma_а$ и $\sigma'_а$ принимаем равными нулю.

Величина напряжений в бетоне, вызванных обжимающими силами, на уровне центра тяжести всей продольной арматуры по формуле (II.11)

$$\sigma_б = \frac{N_0}{F_{б.п}} + \frac{N_0 e_0}{I_{б.п}} y = \frac{82\,800}{1002,1} + \frac{82\,000 \cdot 25}{624\,600} 25 = 162,0 \text{ кг/см}^2.$$

Потери предварительного напряжения вследствие ползучести бетона по формуле (II.3)

$$\sigma_2 = \frac{kE_а R}{E_б R_0}\left[\sigma_б + 3R_0\left(\frac{\sigma_б}{R_0} - 0,5\right)\right] = \frac{1 \cdot 5,15}{0,7}\left[162,0 + 3 \cdot 280\left(\frac{160,5}{280} - 0,5\right)\right] =$$

$$= 1630 \text{ кг/см}^2,$$

где $R_0 = 0,7\,R = 0,7 \cdot 400 = 280$ *кг/см*².

Передача усилий предварительного натяжения на бетон производится после достижения им 70% нормативной кубиковой прочности.

Потери от усадки бетона при натяжении на упоры $\sigma_1 = 400$ *кг/см*².

Суммарные потери напряжения от ползучести и усадки, происходящие после обжатия, составляют

$$\sigma_2 = \sigma_1 = 1630 + 400 = 2030 \text{ кг/см}^2.$$

4. Определяем напряжение $\sigma'_с$, с которым должна быть введена в расчет предварительно напряженная арматура $F'_н$, расположенная в сжатой зоне сечения. Величину $\sigma'_с$ определяем по формуле (II.14)

$$\sigma'_с = 3600 - m_т \sigma'_0 = 3600 - 1,1\,(11\,250 - 1420 - 2030) = -5100 \text{ кг/см}^2.$$

5. Определяем высоту сжатой зоны — положение нейтральной оси, как для прямоугольного сечения шириной $b'_п = 36$ *см* при $R_и = 210$ *кг/см*² по формуле (II.19)

$$x = \frac{R^н_а F_н - \sigma'_0 F'_н - R_{а.с} F'_а}{R_и b'_п} = \frac{10\,200 \cdot 7,06 + 5100 \cdot 1,38 - 2700 \cdot 2,26}{210 \cdot 36} = 9,6 \text{ см}.$$

Так как $x = 9,6$ *см* $< h'_п = 10$ *см*, нейтральная ось проходит в полке и сечение можно рассчитывать как прямоугольное шириной $b_п = 36$ *см*.

6. Определяем величину изгибающего момента, который может воспринять сечение (несущую способность по прочности) по формуле (II.23)

$$M = b_п x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) R_и + m_т F'_н \sigma'_c (h_0 - a'_н) + F'_а R_{а.с} (h_0 - a'_а) =$$

$$= 36 \cdot 9{,}6 \left(64 - \frac{9{,}6}{2}\right) 210 - 1{,}1 \cdot 1{,}36 \cdot 5100 (64 - 4) + 2{,}26 \cdot 2700 (64 - 2{,}5) =$$

$$= 400\,000 \text{ кгсм} = 40 \text{ тм}.$$

Изгибающий момент от расчетной нагрузки

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{3{,}2 \cdot 9^2}{8} = 32 \text{ тм} < [M] = 40 \text{ тм}.$$

Прочность нормальных сечений балки обеспечена.

Проверка наклонного к оси сечения. Расчет наклонного к оси сечения на перерезывающую силу выполняем по формуле для обычного железобетона.

Расчетная перерезывающая сила на опоре балки

$$Q = \frac{3{,}2 \cdot 9^2}{9} = 14{,}4 \text{ т}.$$

Принимаем двухсрезные хомуты ∅ 8 *мм* с шагом 25 *см* из стали класса А-I с $R_{а.х} = 1700$ *кг/см²*.

Усилие, воспринимаемое хомутами, по формуле (I.73)

$$q_х = \frac{R_{а.х} R_х}{u} = \frac{1700 \cdot 0{,}503 \cdot 2}{25} = 72 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяем несущую способность сечения по формуле (I.68)

$$Q_{х.б} = \sqrt{0{,}6 R_и b h_0^2 q_х} - q_х u = \sqrt{0{,}6 \cdot 210 \cdot 6 \cdot 64^2 \cdot 72} - 72 \cdot 25 = 14\,450 \text{ кг} > 14\,400 \text{ кг}.$$

Шаг хомутов по формуле (I.70)

$$u = \frac{0{,}1 R_и b h_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \cdot 210 \cdot 6 \cdot 64^2}{14\,400} = 36 \text{ см} > 25 \text{ см}.$$

Прочность наклонных сечений балки обеспечена.

Расчет трещиностойкости вертикального сечения. Расчет производим по формуле (II.50)

$$M_и < M_т = M^я_{об} + R_т W_т.$$

1. Определяем момент сил обжатия $M^я_{об}$ относительно ядровой точки. Момент сопротивления приведенного сечения по нижней грани

$$W_0 = \frac{I_{б.п}}{y} = \frac{624\,600}{41} = 15\,200 \text{ см}^3.$$

Расстояние от верхней ядровой точки до центра тяжести приведенного сечения (рис. II.35, *б*)

$$r_я = \frac{W_0}{F_{б.п}} = \frac{15\,200}{1002{,}1} = 14{,}9 \text{ см}.$$

Напряжения в арматуре $F'_а$, равные сумме потерь от усадки и ползучести бетона $\sigma'_а = \sigma_1 + \sigma_2 = 2030$ *кг/см²*.

Напряжения в арматуре $F_н$ и $F'_н$ за вычетом всех потерь

$$\sigma_0 = \sigma'_0 = 11\,250 - 1420 - 2030 = 7800 \text{ кг/см}^2.$$

Равнодействующая обжимающих сил по формуле (II.46)

$$N_0 = m_т F_н \sigma_0 + m_т F'_н \sigma'_0 - F'_а \sigma'_а = 0{,}9 \cdot 7{,}06 \cdot 7800 + 0{,}9 \cdot 1{,}38 \cdot 7800 - 2{,}26 \cdot 2030 =$$

$$= 54\,700 \text{ кг}.$$

Проверяем необходимость учитывать в расчете неупругие деформации сжатой зоны сечения.

Определяем N_1 по формуле (II.49)

$$N_1 = (F_{св} + n_a F'_a + n_a F'_н) R_и - (F_{уш} + 2n_a F_a + 2n_a F_н) R_т + (0{,}5R_и - R_т) F_р =$$
$$= (30 \cdot 12{,}5 + 2{,}26 \cdot 6 + 5{,}15 \cdot 1{,}38) \cdot 210 - (12 \cdot 12{,}5 + 2 \cdot 5{,}15 \cdot 7{,}06) 17{,}5 +$$
$$+ (0{,}5 \cdot 210 - 17{,}5) \cdot 6 \cdot 70 = 83\,000 - 3900 + 36\,900 = 116\,000 \text{ кг}.$$

Так как $N_1 = 116000$ *кг* $> N_0 = 54700$ *кг*, неупругие деформации в сжатой зоне не учитываем.

Эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести приведенного сечения (рис. II.35, *в*) по формуле (II.47)

$$e_0 = \frac{m_т F_н \sigma_0 y_н - m_т F'_н \sigma'_0 y'_н + \sigma'_a F'_a y'_a}{N_б} =$$
$$= \frac{0{,}9 \cdot 7{,}06 \cdot 7800 \cdot 35 - 0{,}9 \cdot 1{,}38 \cdot 7800 \cdot 25 + 2{,}26 \cdot 2030}{59\,700} = 29 \text{ см}.$$

Момент сил обжатия относительно ядровой точки

$$M^я_{об} = N_0 (r_я + e_0) = 54\,700\,(14{,}9 + 29) = 2\,430\,000 \text{ кгсм} = 24{,}3 \text{ тм}.$$

2. Вычисляем величину пластического момента сопротивления приведенного сечения $W_т$ для нижней грани.

Для определения величины $W_т$ воспользуемся приведенными в табл. 34 СНиП II-В * 1—62 значениями величин $\gamma = \frac{W_г}{W_0}$.

При $\frac{b_п}{b} = \frac{36}{6} = 6$ и $\frac{b_у}{b} = \frac{18}{6} = 3$ $\gamma = 1{,}5$, следовательно,

$$W_т = \gamma W_0 = 1{,}5 \cdot 15\,200 = 23\,000 \text{ см}^3.$$

3. По найденным величинам $M^я_{об}$ и $W_т$ проверяем трещиностойкость сечения

$$M^я_{об} + R_т W_т = 2\,430\,000 + 17{,}5 \cdot 23\,000 = 2\,830\,000 \text{ кгсм} = 28{,}3 \text{ тм}.$$

Изгибающий момент от нормативных нагрузок

$$M_н = \frac{q_н l^2}{8} = \frac{2{,}6 \cdot 9^2}{8} = 26{,}4 \text{ тм} < 28{,}3 \text{ тм}.$$

Расчет трещиностойкости наклонных к оси балки сечений. Так как балка армируется поперечной арматурой (хомутами) из горячекатаной стали, расчет трещиностойкости наклонных сечений можно было бы не производить. Поскольку в качестве продольной напрягаемой арматуры применена высокопрочная проволока без анкеров, необходимо проверить трещиностойкость наклонных сечений на концевом участке балки.

Проверяем наклонное сечение в месте резкого изменения толщины стенки на расстоянии 10 *см* от грани опоры. Скалывающие и главные напряжения определяем на расстоянии 10 *см* от грани опоры. По высоте сечения скалывающие и главные напряжения определяем на уровне центра тяжести приведенного сечения и на уровне примыкания полки к ребру.

Скалывающие напряжения определяем по формуле сопротивления материалов.

Нормативная перерезывающая сила на расстоянии 10 *см* от грани опоры

$$Q_т = \frac{2600 \cdot 8{,}8}{2} = 11\,700 \text{ кг}.$$

Приведенный статический момент части сечения выше центра тяжести приведенного сечения.

$$S_{б.п} = 36 \cdot 10 \cdot 24 + 6 \cdot 19 \cdot 9{,}5 + 5 \cdot 15 \cdot 17{,}3 + 7{,}1 \cdot 25 + 13{,}6 \cdot 26{,}5 = 11\,440 \text{ см}^3.$$

Приведенный статический момент полки

$$S_{б.п} = 36 \cdot 10 \cdot 24 + 5 \cdot 15 \cdot 17{,}3 + 6 \cdot 5 \cdot 16{,}5 + 7{,}1 \cdot 25 + 13{,}6 \cdot 26{,}5 = 11\,040 \text{ см}^3.$$

Скалывающие напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения

$$\tau = \frac{11\,440 \cdot 11\,700}{6 \cdot 62\,460} = 35{,}2 \text{ кг/см}^2.$$

Скалывающие напряжения на уровне низа полки

$$\tau = \frac{Q_т S_{б.п}}{I_{б.п}\, b} = \frac{11\,040 \cdot 11\,700}{6 \cdot 62\,460} = 34{,}2 \text{ кг/см}^2.$$

Так как поперечное обжатие бетона не производится, то $\sigma_y=0$. В сечении у грани опоры $M=0$ и $\sigma_x=\sigma_б$. При вычислении величины установившегося предварительного напряжения в бетоне с учетом всех потерь $\sigma_б$ по формуле (II.11) используем найденные при расчете трещиностойкости нормального сечения значения N_0 и e_0.

Величину установившихся напряжений в бетоне в зоне анкеровки проволоки периодического профиля принимают линейно возрастающей от нуля у торца элемента до величины, определяемой по формуле (II.11) на расстоянии $l_{ан}$ от торца элемента.

Для высокопрочной проволоки периодического профиля при σ_0 более 10000 *кг/см²* и кубиковой прочности бетона $R_0=280$ *кг/см²*

$$l_{ан}=k_{ан}d+3\,\frac{\sigma_0-10\,000}{R_0}=84\cdot 0{,}5+3\,\frac{11\,250-1540-10\,000}{280}=39\ см.$$

Рассматриваемое сечение находится на расстоянии 30 *см* от торца. Следовательно, найденные напряжения в бетоне надо умножить на $\frac{30}{39}$.

Напряжения в бетоне на уровне центра тяжести приведенного сечения ($y=0$).

$$\sigma_б=-\frac{30}{39}\cdot\frac{54\,700}{1002{,}1}=-41{,}4\ ккг/см^2.$$

Главные растягивающие напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения

$$\sigma_{г.р}=\frac{\sigma_x+\sigma_y}{2}+\sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau^2}=$$

$$=\frac{-41{,}4}{2}+\sqrt{\left(\frac{41{,}4}{2}\right)^2+35{,}2^2}=-20{,}0\ кг/см^2<R_т=17{,}5\ кг/см^2.$$

Главные сжимающие напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения

$$\sigma_{г.с}=\frac{-41{,}4}{2}-\sqrt{\left(\frac{41{,}4}{2}\right)^2+35{,}2^2}=61{,}4\ кг/см^2.$$

Напряжения в бетоне на уровне примыкания полки к ребру ($y=11$ *см*)

$$\sigma_б=-\frac{30}{39}\left(\frac{54\,700}{1002{,}1}-\frac{54\,700\cdot 21}{624\,600}\,11\right)=-25{,}9\ кг/см^2;$$

Главные растягивающие напряжения на уровне примыкания полки к ребру

$$\sigma_{г.р}=\frac{-25{,}9}{2}+\sqrt{\left(\frac{25{,}9}{2}\right)^2+34{,}2^2}=24{,}1\ кг/см^2>17{,}5\ кг/см^2.$$

Главные сжимающие напряжения на уровне примыкания полки к ребру

$$\sigma_{г.с}=\frac{-25{,}9}{2}-\sqrt{\left(\frac{25{,}9}{2}\right)^2+34{,}2^2}=-49{,}6\ кг/см^2.$$

Так как главные растягивающие напряжения превышают $R_т$, необходимо выполнить плавный переход от толщины 18 *см* на опоре к толщине стенки 6 *см* в пролете — на длине 40 *см*. В этом случае трещиностойкость наклонных сечений будет обеспечена.

Расчет прочности и трещиностойкости балки на воздействие предварительного обжатия бетона в сочетании с монтажными нагрузками

Расчет на прочность. 1. Проверяем прочность сжатой зоны сечения, где расположена арматура $F_н$.

Величину A_0 определяем по формуле (II.29) при $\eta=1$ и $F'_н=0$. В соответствии с указаниями п. 7.7 СНиП потери напряжений в арматуре принимаем $\sigma_п=3000$ *кг/см²*; контролируемое напряжение в арматуре, принимаемое с учетом потерь, происходящих до обжатия бетона, $\sigma_0=11250-1420=9830$ *кг/см²*. Расчетное сопротивление бетона при передаче предварительного натяжения $R^0_и=0{,}7\,R_и=0{,}7\cdot 210=147$ *кг/см²*.

Подставляя в формулу (II.29) величины $\sigma_п$, σ_0 и $R_и^0$, получим

$$A_0 = \frac{\eta\,[F_н\,(m_т\sigma_0 - 3000)\,(h_0' - a_н) + M]}{bh_0'^2 R_и^0} = \frac{1\,[7{,}06\,(9830 - 3000)\,(66 - 6) + 100\,000]}{6 \cdot 66^2 \cdot 147} =$$

$$= 0{,}69.$$

Определяем значение $A_{о.макс}$ для двутаврового сечения по формуле (II.32). Полагаем, что

$$h_п = \frac{10 + 15}{2} = 12{,}5\ см.$$

$$A_{о.макс} = \frac{\zeta}{2}\left[1 + \frac{2h_п}{h_0'}\left(\frac{b_п}{b} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\,\frac{h_п}{h_0}\right)\right] =$$

$$= \frac{0{,}8}{2}\left[1 + \frac{2 \cdot 12{,}5}{66}\left(\frac{18}{6} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\,\frac{12{,}5}{64}\right)\right] = 0{,}71 > A_0 = 0{,}69.$$

Прочность сжатой зоны достаточна.

2. Проверяем прочность арматуры $F_н'$ и $F_а'$ растянутой зоны сечения.

Предварительно определяем величину $A_{о.п}$ по формуле (II.34)

$$A_{о.п} = \frac{b_п}{b}\,\frac{h_п}{h_0'}\left(1 - 0{,}5\,\frac{h_п}{h_0'}\right) = \frac{18}{6} \cdot \frac{12{,}5}{66}\left(1 - 0{,}5\,\frac{12{,}5}{66}\right) = 0{,}515.$$

Так как $A_0 = 0{,}70 > A_{о.п} = 0{,}515$, проверку прочности растянутой арматуры производим по уравнению (II.37)

$$F_н' + F_а'\,\frac{R_а}{R_а'} > \frac{(\alpha_1 + \alpha_{св})\,bh_0'R_0 - F_н\,(m_т\sigma_0 - 3000)}{R_а^н}.$$

Левая часть уравнения равна

$$1{,}38 + 2{,}26\,\frac{2700}{10\,200} = 2{,}00\ см^2.$$

Вычисляем правую часть

$$\alpha_{св} = 0{,}8\left(\frac{b_п}{b} - 1\right)\frac{h_п}{h_0} = 0{,}8\left(\frac{18}{6} - 1\right)\frac{12{,}5}{64} = 0{,}31;$$

величину α_1 находим из уравнения

$$\alpha_1\,(1 - 0{,}5\alpha_1) = A_{0.1};$$

$$A_{0.1} = A_0 - A_{о.св};$$

$$A_{о.св} = 0{,}8\,\frac{h_п}{h_0'}\left(\frac{b_п}{b} - 1\right)\left(1 - 0{,}5\,\frac{h_п}{h_0'}\right) = 0{,}8 \cdot \frac{12{,}5}{66}\left(\frac{18}{6} - 1\right) \times$$

$$\times \left(1 - 0{,}5\,\frac{18}{66}\right) = 0{,}28;$$

$$A_{0.1} = 0{,}7 - 0{,}28 = 0{,}42;$$

отсюда

$$\alpha_1 = 1 - \sqrt{1 - 0{,}84} = 0{,}6.$$

Итак, правая часть уравнения равна

$$\frac{(\alpha_1 + \alpha_{св})\,bh_0'R_и^0 - F_а R_а - F_н\,(m_т\sigma_0 - \sigma_п)}{R_н} =$$

$$= \frac{(0{,}6 - 0{,}31)\,6 \cdot 64 \cdot 147 - 7{,}06\,(9830 - 3000)}{10\,200} = -1{,}68.$$

Из условия прочности арматура в растянутой зоне не требуется.

Так как растянутая арматура не требуется, необходимо проверить условие прочности бетона в зоне расположения арматуры $F_н'$ по формуле (II.43). При этом не учитываем в запас прочности монтажный изгибающий момент

$$F'_н (m_т\sigma'_0 - \sigma_п)(h_0 - a'_н) \pm M \leqslant A'_{о.макс} b h_0^2 R_0 + F'_а R (h_0 - a'_0);$$
$$1{,}38\,(9830 - 3000)\,(64 - 2{,}5) < 0{,}71 \cdot 6 \cdot 64^2 \cdot 147 + 2{,}28 \cdot 2700\,(64 - 2{,}5),$$
$$568\,000 < 2\,930\,000.$$

Прочность зоны сечения, в которой расположена арматура $F'_н$, обеспечена.

Расчет трещиностойкости. Расчет производим по формуле (II. 64).

1. Определяем момент сил обжатия относительно ядровой точки $r'_я$ (см. рис. II.35). Момент сопротивления приведенного сечения по верхней грани

$$W'_0 = \frac{I_{б.п}}{h - y} = \frac{624\,600}{70 - 41} = 21\,600 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до нижней ядровой точки

$$r'_я = \frac{W_0}{F_{б.п}} = \frac{21\,600}{1002{,}1} = 21{,}5 \text{ см}.$$

Считаем, что за отрезок времени между изготовлением элемента и его монтажом потери напряжений от усадки и ползучести бетона не успевают проявиться.

Напряжения в арматуре $F_а$ равны нулю. Усилия в арматуре $F_н$ и $F'_н$ равнодействующая обжимающих сил и ее эксцентриситет уже вычислены при определении потерь от усадки и ползучести бетона: $N_0 = 82000$ *кг*; $e_0 = 25$ *см*;

$$M^я_{об} = N_0 (r'_я - e_0)\,82\,800\,(21{,}5 - 25) = -290\,000 \text{ кгсм} = -2{,}90 \text{ тм}.$$

2. Вычисляем величину пластического момента сопротивления приведенного сечения $W_т$ для верхней грани.

При $\frac{b_п}{b} = \frac{18}{6} = 3$; $\frac{b_у}{b} = \frac{36}{6} = 6$; $\frac{h_у}{h} = \frac{12{,}5}{70} = 0{,}18$, находим по табл. 34 СНиП II-В*. 1—62 значение $\gamma = 1{,}25$

$$W'_т = W'_0 \gamma = 21\,600 \cdot 1{,}25 = 26\,800 \text{ см}^3.$$

3. По найденным величинам $M^я_{об}$ и $W'_т$ проверяем трещиностойкость сечения

$$M^я_{об} + R_т W'_т = -290\,000 + 17{,}5 \cdot 26\,800 = 184\,000 \text{ кгсм} = 1{,}80 \text{ тм}.$$

Изгибающий момент от нормативных монтажных нагрузок

$$M_т = 1{,}5 \text{ тм} < 1{,}80 \text{ тм}.$$

Трещиностойкость нормальных к оси сечений при воздействии предварительного обжатия и монтажных нагрузок обеспечена.

Проверка прогиба балки в стадии эксплуатации

Определяем по формуле (II.65) жесткость балки $B_к$ при кратковременном действии нагрузки

$$B_к = 0{,}85 E_б I_п = 0{,}85 \cdot 350\,000 \cdot 624\,600 = 1{,}85 \cdot 10^{11} \text{ кгсм}^2.$$

Деформацию балки определяем по формуле (II.66). Деформации от кратковременно действующей части нагрузки

$$f_к = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_к l^4}{B_к} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6 \cdot 900^4}{1{,}85 \cdot 10^{11}} = 0{,}28 \text{ см};$$

деформации от длительно действующей части нагрузки

$$f_д = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_д l^4}{B_к} = \frac{5}{384} \cdot \frac{20 \cdot 900^4}{1{,}85 \cdot 10^{11}} = 0{,}92 \text{ см};$$

выгиб балки от предварительного обжатия

$$f_в = \frac{M l^2}{8 B_к} = \frac{159\,000 \cdot 900^2}{8{,}1 \cdot 85 \cdot 10^{11}} = 0{,}84 \text{ см},$$

где момент M равен моменту внутренних сил обжатия с учетом всех потерь

$$M = N_0 e_0 = 54\,700 \cdot 29 = 159\,000 \text{ кгсм}.$$

Коэффициент c при нормальном режиме равен 2.

Окончательно имеем

$$f = f_к + (f_д + f_в)\,c = 0{,}28 + (0{,}92 - 0{,}84) \cdot 2 = 0{,}40 \text{ см};$$

$$\frac{f}{l} = \frac{0{,}40}{900} = \frac{1}{2250}.$$

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ
ЧАСТИ ЗДАНИЙ

ГЛАВА III

НЕРАЗРЕЗНЫЕ БАЛКИ И РАМЫ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Неразрезной, как известно, является непрерывная балка, не имеющая шарниров и опирающаяся на три и более опоры.

Плоской рамой является всякое плоское стержневое сооружение, у которого все или некоторые стержни имеют в узлах жесткие взаимные соединения.

Несвободной является рама, узлы которой под влиянием внешней нагрузки поворачиваются около своих центров, но не смещаются. Узлы несвободной рамы (рис. III.1, *а*) по аналогии с узлами шарнирно-стержневой неизменяемой системы фиксированы и не могут смещаться, так как каждый внеопорный узел рамы последовательно прикреплен к неподвижным точкам двумя стержнями, расположенными не на одной прямой. Так, например, узел *4* прикреплен к неподвижным точкам *1* и *3* стержнями *4—1* и *4—3*; узел *5* — стержнями *5—2* и *5—4*; узел *7* — стержнями *7—4* и *7—6* и т. д. В таких рамах число стержней n равно удвоенному числу внеопорных узлов s, т. е. $n=2s$. На рис. III.1, *а* 4 внеопорных узла и 8 стержней.

Свободной является рама (рис. III.1, *б*), узлы которой под влиянием внешней нагрузки не только поворачиваются, но имеют возможность также смещаться (при вертикальных стойках) в горизонтальном направлении.

В свободных рамах число стержней $n<2s$, причем количество недостающих стержней показывает степень подвижности рамы. Так, например (рис. III.1, *б*), внеопорных узлов 6, а стержней 10. Недостает двух стержней, и рама обладает двумя степенями подвижности. Чтобы рама стала несвободной, достаточно поместить два стержня *10—4* и *11—7* (рис. III.1, *в*) и ими прикрепить узлы *4* и *7* к неподвижным точкам, лишив, таким образом, возможности горизонтального смещения узлов рамы по этажам, а следовательно, и всей системы.

Симметричной является рама, имеющая ось симметрии. Такие рамы при симметричной нагрузке (рис. III.2, *а*), будучи даже свободными, деформируются как несвободные, т. е. узлы поворачиваются относительно своих центров, не получая горизонтальных смещений. При несимметричной относительно оси симметрии нагрузке * (рис. III.2, *б*) внеопорные узлы симметричной свободной рамы поворачиваются и, кроме того, получают горизонтальные смещения. Однако временная нагрузка в гражданских зданиях обычно небольшая, а следовательно,

* Несимметричная нагрузка в симметричной раме имеет место в случаях невыгоднейшего размещения временной нагрузки по пролетам.

невелики также смещения узлов рамы и усилия, возникающие в элементах при этом смещении. Кроме того, в гражданских зданиях имеются поперечные стены и стены лестничных клеток (или заполнение по ригелям), а по высоте — междуэтажные перекрытия, которые увеличивают

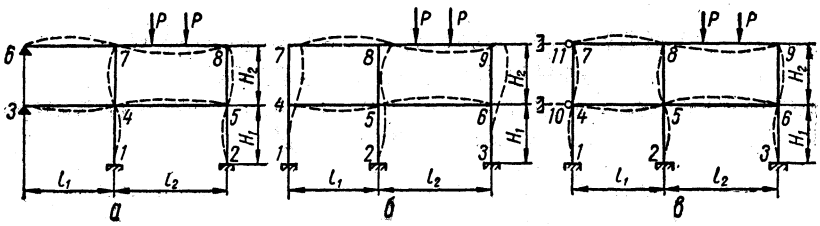


Рис. III.1. Деформации рам:
а — несвободной; *б* — свободной; *в* — при лишении свободы горизонтального смещения.

жесткость здания и в значительной степени препятствуют горизонтальному смещению узлов при деформации рамы под влиянием несимметричной нагрузки. Поэтому при расчете таких рам весьма часто эти смещения не учитываются. Это обстоятельство дает возможность рассматривать свободные симметричные рамы в гражданском строительстве как несвободные.

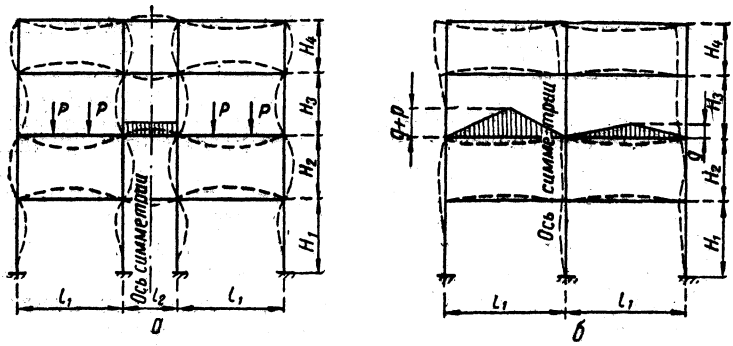


Рис. III.2. Деформации свободной симметричной рамы:
а — при симметричной нагрузке; *б* — при несимметричной нагрузке.

Неразрезные балки и рамы относятся к статически неопределимым стержневым системам. В таких системах усилия в элементах зависят от размеров поперечных сечений стержней и от свойств материала.

Точный расчет статически неопределимой системы представляет собой сложную задачу. Как правило, такие расчеты выполняются в настоящее время с применением вычислительной техники.

Ниже изложены два приближенных метода расчета — метод последовательного уравновешивания узлов и метод нулевых моментных точек.

Указанные методы отличаются относительно небольшой трудоемкостью.

Метод последовательного уравновешивания узлов позволяет выполнить исчерпывающий статический расчет для несвободных рам и нагруженных вертикальной нагрузкой симметричных рам.

С помощью метода нулевых моментных точек могут быть найдены достаточно точные значения изгибающих моментов в ригелях и в колоннах, начиная с 2-го яруса. Изгибающие моменты в элементах 1-го яруса, полученные методом нулевых точек, нуждаются в уточнении.

Метод нулевых точек не дает возможности определить прогиб рамы. Ввиду этого метод нулевых моментных точек может быть рекомендован только для предварительного подбора сечений.

РАСЧЕТ НЕРАЗРЕЗНЫХ БАЛОК И РАМ НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ МЕТОДОМ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОГО УРАВНОВЕШИВАНИЯ УЗЛОВ СИСТЕМЫ

ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА

Расчет неразрезных балок, несвободных рам и свободных симметричных рам для гражданского строительства может быть произведен методом последовательного уравновешивания узлов системы (метод Бер-

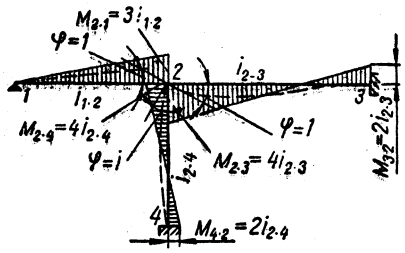


Рис. III.3. Деформация стержней, сходящихся в узле, после поворота его на угол $\varphi=1$.

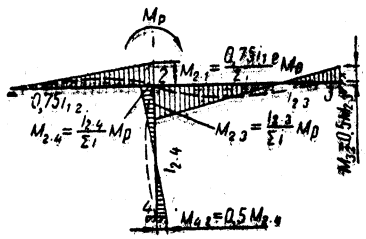


Рис. II.4. Деформация узла и сходящихся в нем стержней после приложения к узлу момента M_p.

надского—Кросса). Это метод выгодно отличается от других методов расчета. Если деформации системы под влиянием внешней нагрузки происходят без горизонтальных смещений узлов, усилия в элементах могут быть определены путем простых арифметических вычислений, без составления и решения систем уравнений *.

Способ последовательного уравновешивания узлов системы, находящийся под влиянием внешней нагрузки, представляет собой по существу решение уравнений метода деформаций способом последовательных приближений. Он основан на следующих положениях строительной механики.

1. Если узел (промежуточная опора неразрезной балки или внеопорный узел рамы), в котором сходятся несколько стержней (рис. III.3), повернуть на угол $\varphi=1$, то на такой же угол повернутся концы всех упруго заделанных в нем стержней и в них возникнут реактивные моменты M_i, по величине равные:

в стержнях с одним заделанным концом и другим шарнирно опертым (стержень *2—1*)

$$M_{2-1}=3i_{2-1}; \qquad \text{(III.1)}$$

в стержнях с двумя заделанными концами (стержни *2—3* и *2—4*)

$$M_{2-3}=4i_{2-3}; \quad M_{2-4}=4i_{2-4}. \qquad \text{(III.2)}$$

* С. А. Рогицкий. Расчет плоских и пространственных рам методом последовательного уравновешивания узлов. ОНТИ, 1939.

Здесь $i = \frac{EI}{l}$ — погонная жесткость стержня.

В дальнейшем для упрощения вычислений будем пользоваться погонными жесткостями, уменьшенными в E раз,— относительными погонными жесткостями $i = \frac{I}{l}$ *, так как для расчета статически неопределимых систем нужны не абсолютные величины погонных жесткостей, а отношение погонных жесткостей элементов системы.

2. Если к промежуточной опоре неразрезной балки или к узлу рамы (рис. III.4) приложить внешний момент $+M_р$, то под его влиянием узел повернется на некоторый угол φ и вовлечет в поворот все упруго заделанные в нем стержни, причем на примыкающих к узлу концах этих стержней возникнут реактивные моменты M_i, которые в сумме равны внешнему моменту $M_р$, но обратны по знаку **

$$M_р = -M_{2-1} - M_{2-3} - M_{2-4}. \qquad \text{(III.3)}$$

По величине реактивные моменты пропорциональны сопротивлениям изгибу концов стержней, сходящихся в узле. Сопротивление стержня изгибу m зависит от его погонной жесткости и характера закрепления концов. Если принять, что сопротивление изгибу стержня с двумя закрепленными концами численно равно его условной погонной жесткости $m = i$, то для стержня с одним защемленным и другим шарнирно опертым концами $m = \frac{3}{4} i$.

Отношение величины сопротивления изгибу конца рассматриваемого стержня к сумме сопротивлений изгибу всех стержней, сходящихся в узле, представляет коэффициент распределения моментов в узле и определяется по формуле

$$k_{n-n_1} = \frac{m}{\Sigma m}. \qquad \text{(III.4)}$$

Опоры неразрезной балки и узлы рамы обозначаются порядковыми номерами, стержни балки и рамы — двумя числами, соответствующими номерам узлов, к которым примыкают стержни.

---

* Как известно, при расчете статически неопределимых систем необходимо заранее знать величины моментов инерции сечений элементов или отношение их погонных жесткостей. Это отношение вначале принимается приближенно в зависимости от пролетов ригелей, высоты стоек и величин нагрузок. Так, например, для ригелей многопролетных рам сечение ригелей в пролетах может быть подобрано по моменту 0,6—0,7 M_0; для П-образных рам — по моменту 0,7—0,8 M_0 (где M_0 — момент свободно лежащей балки).

Высота ригеля может быть принята равной $^1/_{12}\,l$—$^1/_{18}\,l$ в зависимости от интенсивности нагрузки и степени защемления.

В некоторых случаях для предварительного определения размеров поперечных сечений элементов могут быть использованы готовые расчеты и конструкции рам, близких по очертанию, пролетам и нагрузкам к проектируемой раме.

В многопролетных и многоэтажных рамах с равными пролетами, а также когда пролеты отличаются по длине не более чем на 15—20%, сечение ригелей может быть подобрано по моментам, как для неразрезных балок, найденных с помощью соответствующих таблиц.

Сечение стоек предварительно может быть подобрано по расчетным продольным условиям без учета влияния изгибающих моментов и наличия арматуры.

** Это выражение представляет собой условие равновесия узла. Оно может быть записано

$$M_р + M_{2-1} + M_{2-3} + M_{2-4} = 0$$

и будет читаться следующим образом: алгебраическая сумма всех моментов, приложенных к находящемуся в равновесии узлу, равна нулю.

Коэффициенты распределения моментов обозначены буквой k_{n-n_1} с двумя индексами: n указывает на номер узла, к которому относится коэффициент распределения, и n_1 указывает на противоположный узел рассматриваемого стержня.

Таким образом, реактивные моменты на концах стержней, сходящихся в узле *2* (рис. III.4), могут быть определены по формулам:

$$M_{2-1} = -\frac{\frac{3}{4} i_{2-1}}{\frac{3}{4} i_{2-1} + i_{2-3} + i_{2-4}} M_P = -k_{2-1} M_P;$$

$$M_{2-3} = -\frac{i_{2-3}}{\frac{3}{4} i_{1-2} + i_{2-3} + i_{2-4}} M_P = -k_{2-3} M_P; \qquad \text{(III.5)}$$

$$M_{2-4} = -\frac{i_{2-4}}{\frac{3}{4} i_{1-2} + i_{2-3} + i_{2-4}} M_P = -k_{2-4} M_P.$$

Принцип расчета рам состоит в следующем.

Условно до приложения к системе нагрузки (включая и собственный вес) во все сечения над промежуточными опорами неразрезной балки (рис. III.5, *а*) или во все внеопорные узлы рамы (рис. III.6, *а*) вводят жесткие защемления, препятствующие повороту узлов. Эти защемления превращают элементы неразрезной балки или рамы в однопролетные балки с двумя заделанными концами (элементы *1—2* и *2—3* на рис. III.5 и элементы *1—4*, *2—5*, *4—7*, *5—8*, *4—5*, *7—8* на рис. III.6) или с одним заделанным и другим шарнирным концом (элементы *3—4* на рис. III.5 и *3—4* и *6—7* на рис. III.6).

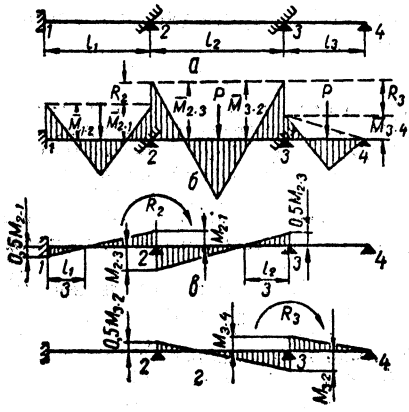


Рис. III.5. Неразрезная балка:
а — жесткие защемления узлов; *б* — моменты защемления; *в*, *г* — неуравновешенные моменты R_i и уравновешивающие M_i.

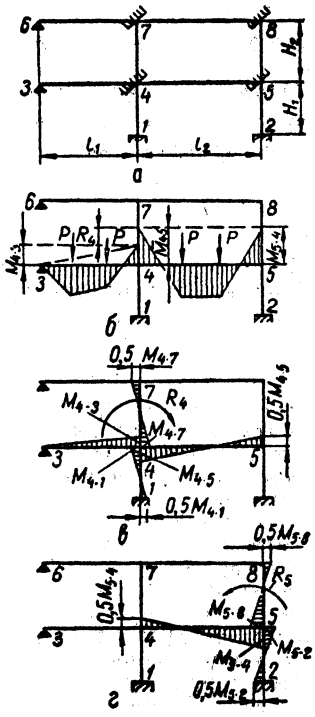


Рис. III.6. Несвободная рама:
а — жесткие защемления узлов; *б* — моменты защемления; *в*, *г* — неуравновешенные моменты R_i и уравновешивающие M_i.

К преобразованной таким способом системе (балке или раме) прикладывают внешнюю нагрузку (рис. III.5, *б* и III.6, *б*), которая вызывает в опорных сечениях моменты защемления $\overline{M}_p$, равные по величине опорным моментам однопролетной балки с двумя заделанными концами или с одним заделанным и вторым шарнирно опертым. Эти моменты защемления на концах элементов, сходящихся в каждом узле, различны по знаку * и обычно не равны между собой по величине **. Поэтому каждый узел системы оказывается под действием моментов защемления всех сходящихся в узле элементов. Алгебраическая сумма этих моментов защемления $\Sigma\overline{M}$ в каждом узле представляет собой неуравновешенный момент R_i узла, который воспринимается условно введенным нами защемлением узла

$$\Sigma\overline{M}_p = R_i. \qquad \text{(III.6)}$$

Так, например (рис. III.5, *б*), алгебраическая сумма моментов защемления элементов, сходящихся на опорах *2* и *3*, равна:

$$M_{2-1} + M_{2-3} = R_2;$$
$$N_{3-2} + M_{3-4} = R_3.$$

В действительности узлы системы не защемлены и каждый из них под влиянием неуравновешенного момента R_i повернется относительно своего центра на некоторый угол φ влево или вправо (в зависимости от знака момента R_i) и вовлечет в поворот все сходящиеся в нем стержни, на концах которых возникнут реактивные моменты M, так называемые уравновешивающие моменты. В каждом узле сумма уравновешивающих моментов ΣM_i равна неуравновешенному R_i, но имеет обратный последнему знак, что является необходимым условием равновесия и может быть записано так:

$$\Sigma M_i + R_i = 0. \qquad \text{(III.7)}$$

Так, например, неуравновешенный момент R_2 в узле *2* (рис. III.5, *в*), вызванный внешней нагрузкой и вращающий узел по часовой стрелке, уравновешивается реактивными моментами M_{2-1} и M_{2-3}, возникающими на концах стержней *1—2* и *2—3*, сходящихся в узле *2*, и вращающими его против часовой стрелки. То же происходит в узлах *4*, *5* (рис. III.6, *в*, *г*), где неуравновешенный момент R_4 уравновешивается реактивными моментами M_{4-3}, M_{4-5}, M_{4-1} и M_{4-7}.

Доля уравновешивающего момента M_i, приходящаяся на каждый из примыкающих к узлу элементов, находится с помощью коэффициентов распределения k_i по формуле

$$M_i = k_i R_i. \qquad \text{(III.8)}$$

Итак, неуравновешенный момент R_i в каждом узле системы, вызванный внешней нагрузкой, уравновешивается суммой реактивных моментов ΣM_i, возникающих на концах элементов, сходящихся в данном узле. Этим заканчивается первый цикл уравновешивания узлов.

3. Одновременно с появлением уравновешивающих моментов M_i первого цикла на противоположных концах элементов (условно также защемленных в своих узлах) возникают моменты $\overline{M}_i$, по величине

* Моменты, вращающие узел по часовой стрелке, принято считать положительными, а вращающие узел против часовой стрелки — отрицательными. Величины моментов защемления однопролетной балки с двумя или одним защемленным концом приведены в табл. 7 и 8 приложения.

** Моменты защемления двух элементов, сходящихся в узле, равны между собой, если пролеты и нагрузки равны и одинаковы условия опирания. В этом случае моменты уравновешиваются и их алгебраическая сумма $\Sigma\overline{M}_p = 0$.

вдвое меньшие уравновешивающих моментов M_i, а по знаку с ними одинаковые. Эти моменты принято называть вторичными моментами защемления. Вторичный момент защемления представляет собой момент на конце стержня, к другому концу которого приложен момент M_i (рис. III.7). При постоянной жесткости

$$\overline{M}_i = 0{,}5M_i. \qquad \text{(III.9)}$$

Алгебраическая сумма вторичных моментов защемления в каждом узле представляет вторичный неуравновешенный момент,

Рис. III.7. Эпюра уравновешивающего момента M_i и вторичного момента защемления $0{,}5\ M_i$.

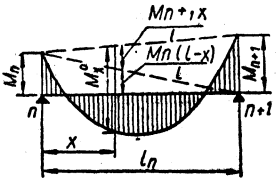


Рис. III.8. Эпюра пролетных моментов в неразрезной балке.

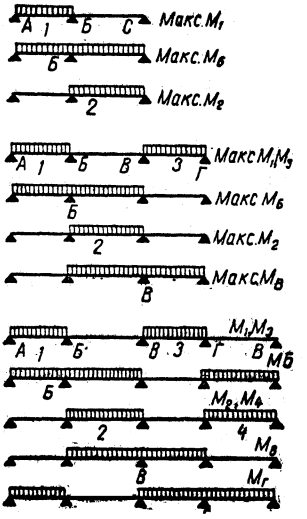


Рис. III.9. Наиболее невыгодные размещения временной нагрузки по пролетам.

оказывающий на узел и на примыкающие к нему элементы воздействие, аналогичное воздействию, оказываемому на узел неуравновешенным моментом R_i при первом цикле уравновешивания узла, только относительно меньшее по величине. Вторичный неуравновешенный момент вызывает на концах сходящихся в узле элементов реактивные моменты — вторичные уравновешивающие моменты. Величины этих моментов определяются теми же коэффициентами распределения k_i. Этим заканчивается второй цикл уравновешивания узлов.

4. Одновременно с появлением уравновешивающих моментов M_i второго цикла на противоположных концах элементов возникнут моменты защемления, каждый из которых равен половине вторичного уравновешивающего момента в том же элементе.

Вторичные уравновешивающие моменты в свою очередь снова вызовут на противоположных концах элементов моменты защемления. Их сумма в каждом узле также будет представлять неуравновешенный момент, оказывающий воздействие на узел, но по абсолютной величине еще меньше предыдущего. Этот неуравновешенный момент в свою очередь снова будет уравновешен возникающими на концах элементов реактивными моментами — уравновешивающими и т. д. Так, процесс последовательного уравновешивания узлов (по аналогии с решением системы уравнений методом последовательных приближений) будет повторяться до тех пор, пока вторичные моменты защемления станут настолько малыми по величине, что ими на практике можно бу-

дет пренебрегать и дальнейшее уравновешивание не производить. В результате все узлы системы будут находиться в равновесии.

Чтобы определить расчетный момент в опорном сечении какого-либо стержня, нам остается лишь просуммировать (алгебраически) полученные ранее в процессе уравновешивания узлов значения реактивных моментов (первичных и вторичных), возникших в сечении, и момент защемления от внешней нагрузки в том же сечении.

Величины моментов M_x и поперечных сил Q_x в пролете на расстоянии x от левой опоры (рис. III.8) определяются по формулам (при определении пролетных моментов и поперечных сил считаем положительными моменты, вызывающие растяжения в нижних волокнах балки):

$$M_x = M_x^0 - M_n \frac{l-x}{l} - M_{n+1} \frac{x}{l}, \qquad \text{(III.10)}$$

$$Q_x = Q_x^0 + \frac{M_n - M_{n+1}}{l}, \qquad \text{(III.11)}$$

где M_x^0 и Q_x^0 — момент и поперечная сила в пролете свободно лежащей балки на расстоянии x от опоры n.

Расчетные (максимальные) моменты в неразрезных балках и ригелях рам определяются при наиболее невыгодном размещении временной нагрузки по пролетам (рис. III.9).

Расчет методом последовательного уравновешивания узлов удобно проделать, сводя все вычислительные операции в таблицу.

НЕСИММЕТРИЧНЫЕ БАЛКИ И РАМЫ

Ход расчета неразрезных балок, несвободных рам и симметричных рам следующий:

составляют расчетную схему системы (балки, рамы) с осевыми размерами и нагрузкой;

по данным предварительного расчета (см. стр. 184) задаются размерами поперечных сечений элементов и определяют моменты инерции и погонные жесткости;

по формуле (III.4) находят коэффициенты распределения k_i для стержней, сходящихся в каждом узле;

определяют моменты защемления $\overline{M}_p$ на концах всех элементов от постоянной и временной нагрузок, рассматривая каждый элемент как однопролетную балку с двумя или с одним защемленным концом (см. табл. 9 и 10 приложения);

способом последовательного уравновешивания узлов находят расчетные моменты на концах каждого стержня и составляют таблицу, в которой усилия от временной нагрузки при наиболее невыгодном размещении последней суммируются с усилиями от постоянной нагрузки;

по формулам (III.10) и (III.11) определяют расчетные усилия в пролетах и по полученным M, Q и N строят эпюры усилий;

подбирают площадь продольной и поперечной арматуры. Если размеры сечений элементов оказываются недостаточными, чтобы воспринять усилия, или имеют излишние запасы прочности, размеры поперечных сечений увеличивают или соответственно уменьшают; перерасчет системы можно не производить, если при изменении размеров поперечных сечений погонные жесткости элементов изменяются не более чем в два раза.

Пример 1. Найти моменты на опорах и в пролетах трехпролетной неразрезной балки при схеме загружения, приведенной на рис. III.10, *а*.

Сечение балки после предварительного расчета принято: в пролетах *1* и *2* 35×70 *см*; в пролете *3* — 35×50 *см*.

Моменты инерций сечений балки в *дм*⁴:

$$I_{1-2} = I_{2-3} = \frac{3{,}5 \cdot 7{,}0^3}{12} = 100;$$

$$I_{3-4} = \frac{3{,}5 \cdot 5{,}0^3}{12} = 36{,}4.$$

Погонные жесткости пролетов балки, уменьшенные в E раз:

$$i_{1-2} = \frac{I_{1-2}}{l_{1-2}} = \frac{100}{8} = 12{,}5;$$

$$i_{2-3} = \frac{I_{2-3}}{l_{2-3}} = \frac{100}{6} = 16{,}7;$$

$$i_{3-4} = \frac{I_{3-4}}{l_{3-4}} = \frac{36{,}4}{4} = 9{,}1.$$

Коэффициенты распределения в узлах (рис. III.10, *б*) по формуле (III.4):

в узле *2*

$$k_{2-1} = \frac{12{,}5}{12{,}5 + 16{,}7} = 0{,}428;$$

$$k_{2-3} = \frac{16{,}7}{12{,}5 + 16{,}7} = 0{,}572;$$

в узле *3*

$$k_{3-2} = \frac{16{,}7}{16{,}7 + 0{,}75 \cdot 9{,}1} = 0{,}71;$$

$$k_{3-4} = \frac{0{,}75 \cdot 9{,}1}{16{,}7 + 0{,}75 \cdot 9{,}1} = 0{,}29.$$

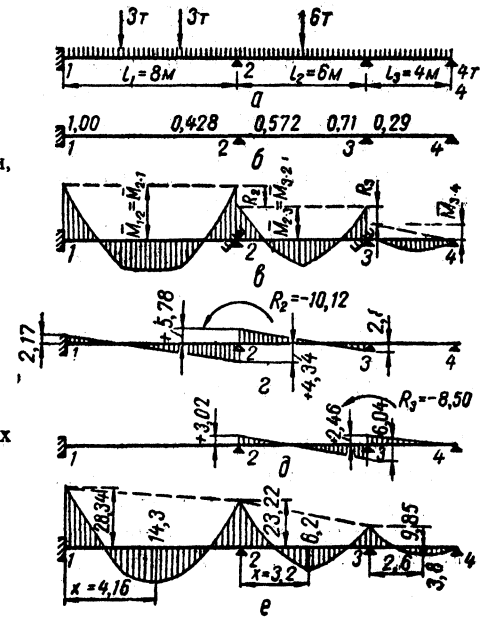


Рис. III.10. К примеру 1.

В промежуточных узлах *2* и *3* до загружения балки условно введены защемления, препятствующие повороту узлов. После загружения балки на концах стержней возникли моменты защемления (рис. III.10, *в*), величины которых равны (см. табл. 9 и 10 приложения):

$$\overline{M}_{1-2} = +\frac{4 \cdot 8{,}0^2}{12} + 0{,}222 \cdot 3 \cdot 8{,}0 = 26{,}62 \text{ тм};$$

$$\overline{M}_{2-1} = -26{,}62 \text{ тм};$$

$$\overline{M}_{2-3} = +\frac{4 \cdot 6{,}0^2}{12} + 0{,}125 \cdot 3 \cdot 6{,}0 = +16{,}50 \text{ тм};$$

$$\overline{M}_{3-2} = -16{,}50 \text{ тм};$$

$$\overline{M}_{3-4} = +\frac{4 \cdot 4{,}0^2}{8} = 8{,}00 \text{ тм}.$$

Расчет балки произведен способом последовательного уравновешивания узлов и сведен в табл. III.1.

Алгебраическая сумма моментов защемления в каждом узле представляет неуравновешенный момент $R_2 = -10{,}12$ *тм*; $R_3 = -8{,}50$ *тм*.

Так как в действительности защемления нет, узлы *2* и *3* под влиянием неуравновешенных моментов повернутся по направлению действия последних влево и на концах элементов *2—1* и *2—3*, сходящихся в узле *2*, возникнут уравновешивающие моменты $M_{2-1} = +4{,}34$ *тм* и $M_{2-3} = +5{,}78$ *тм* (рис. III.10, *г*), а на концах элементов *3—2* и *3—4*, сходящихся в узле *3*,— моменты $M_{3-2} = +6{,}04$ *тм* и $M_{3-4} = +2{,}46$ *тм*

Таблица III. 1

Расчет балки (к примеру 1)

Цикл	Узлы	1	2		3	
	Коэффициенты распределения		$\kappa_{2-1}=0{,}428$	$\kappa_{2-3}=0{,}572$	$\kappa_{3-2}=0{,}71$	$\kappa_{3-4}=0{,}29$
1	Моменты защемления $\overline{M}_p$	+26,62	—26,62	+16,50	—16,50	+8,0
	Моменты неуравновешенные R_i	—	—10,12		—8,50	
	Моменты уравновешивающие M_i	—	+4,34	+5,78	+6,04	+2,46
2	Вторичные моменты защемления	+2,17	—	+3,02	+2,89	—
	Вторичные неуравновешенные моменты	—	+3,02		+2,89	
	Вторичные уравновешивающие моменты	—	—1,29	—1,73	—2,05	—0,84
3		—0,69	—	—1,03	—0,87	—
	То же	—	+1,03		—0,87	
		—	+0,44	+0,59	+0,62	+0,23
4		+0,22	—	+0,31	—0,09	—
	»	—	+0,31		+0,30	
		—	—0,13	—0,18	—0,21	—0,09
5		—0,06	—	—0,11	—0,09	—
	»	—	—0,11		—0,09	
		—	+0,05	+0,06	—0,06	+0,03
6		+0,03	—	+0,03	+0,03	—
	»	—	+0,03		+0,03	
		—	—0,01	—0,02	—0,02	—0,01
	Расчетные моменты на опорах	+28,34	—23,22	+23,22	—9,80	+9,80

(рис. III.10, *д*). Их величины найдем путем умножения неуравновешенных моментов на соответствующие коэффициенты распределения. Этим заканчивается первый цикл уравновешивания узлов.

Одновременно с появлением уравновешивающих моментов на противоположных концах этих элементов возникли вторичные моменты защемления.

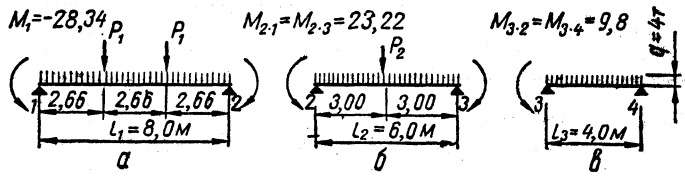


Рис. III.11. К примеру 1.

По величине каждый вторичный момент защемления на конце пролета равен половине уравновешивающего момента противоположного конца пролета. Так, в узле *1* $M_{1-2}=+2{,}17$, в узле *2* $M_{2-3}=+3{,}02$, в узле *3* $M_{3-2}=+2{,}89$. Так как в каждом узле балки возникает только один вторичный момент защемления, они, естественно, являются неуравновешенными и уравновешиваются в свою очередь вторичными уравновешивающими моментами: —1,29 и —1,73 в узле *2* и —2,05 и —0,84 в узле *3*. Этим заканчивается второй цикл уравновешивания узлов.

Всего, таким образом, произведено шестикратное уравновешивание узлов.

Как видно из таблицы, можно значительно уменьшить количество вычислений — ограничиться двумя-тремя циклами уравновешивания узлов и получить величины моментов в расчетных сечениях с точностью до 1—3%. Дальнейшее уравновешивание узлов системы не имеет практического смысла, так как в действительности развивающиеся пластические деформации в железобетонных конструкциях, получаемые из расчета по упругой стадии, приводят к перераспределению усилий. Как известно, учет пластических деформаций позволяет производить перераспределение усилий в элементах системы до 20—30% их значений, получаемых из расчета по упругой стадии.

Расчетные опорные моменты на концах каждого стержня равны алгебраической сумме моментов соответствующего вертикального столбца: $M_{1-2}=+28{,}34$ *тм*; $M_{2-4}=-23{,}22$ *тм*; $M_{2-3}=+23{,}22$ *тм*; $M_{3-2}=-9{,}80$ *тм*; $M_{3-4}=+9{,}80$ *тм*.

Определяем пролетные моменты. Трехпролетную балку (рис. III.10) разрезаем на три отдельных пролета (рис. III.11), каждый из которых рассматриваем как балку на двух опорах, нагруженную внешней нагрузкой в пролете и опорными моментами. Опорные моменты взяты из табл. III.1.

Моменты в пролетах при неодинаковых опорных моментах, как правило, имеют максимальные значения в точках на расстоянии x от опоры (см. рис. III.8), где поперечные силы равны нулю. Однако при симметричной нагрузке максимальные моменты практически мало отличаются по величине от моментов посередине пролетов, определение которых значительно проще. Поэтому в пролетах, где нагрузка симметрична, величины моментов далее приближенно определены посередине пролета по формуле (III.10).

Момент в первом пролете (рис. III.11)

$$M_1=\frac{4\cdot 8{,}0^2}{8}+0{,}33\cdot 3\cdot 8{,}0-0{,}5\cdot 28{,}34-0{,}5\cdot 23{,}22\approx 14{,}3\ \textit{тм};$$

момент во втором пролете

$$M_2=\frac{4\cdot 6{,}0^2}{8}+0{,}25\cdot 3\cdot 6{,}0-0{,}5\cdot 23{,}22-0{,}5\cdot 9{,}8=5{,}95\ \textit{тм};$$

момент в третьем пролете

$$M_3=\frac{4\cdot 4{,}0^2}{8}-0{,}4\cdot 9{,}8=4{,}08\ \textit{тм}.$$

По полученным данным построена эпюра расчетных моментов (рис. III.10, *е*).

Пример 2. Найти максимальные (расчетные) моменты в двухпролетной неразрезной балке (рис. III.12, *а*) от временной нагрузки.

После предварительного подсчета сечение балки для обоих пролетов принято $b\times h=30\times 65$ *см*.

Момент инерции поперечного сечения балки

$$I_{1-2} = I_{2-3} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{3 \cdot 6{,}5^3}{12} = 68{,}5 \text{ дм}^4.$$

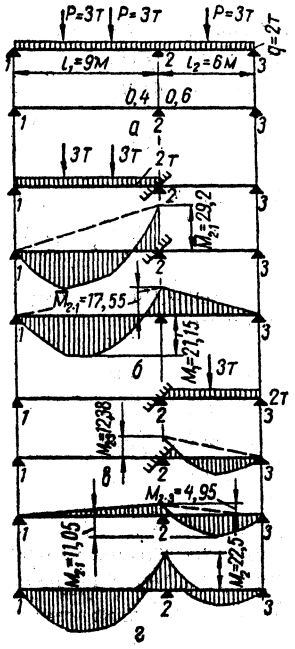


Рис. III.12. К примеру 2.

Погонные жесткости пролетов, уменьшенные в E раз:

$$i_{1-2} = \frac{I_{1-2}}{l_{1-2}} = \frac{68{,}5}{9} = 7{,}62;$$

$$i_{2-3} = \frac{I_{2-3}}{l_{2-3}} = \frac{68{,}5}{6} = 11{,}4.$$

Коэффициент распределения на опоре *2* (рис. III.12, *а*):

$$k_{2-1} = \frac{i_{1-2}}{i_{1-2} + i_{2-3}} = \frac{0{,}75 \cdot 7{,}62}{0{,}75 \cdot 7{,}62 + 0{,}75 \cdot 11{,}4} = 0{,}400;$$

$$k_{2-3} = \frac{i_{2-3}}{i_{1-2} + i_{2-3}} = \frac{0{,}75 \cdot 11{,}4}{0{,}75 \cdot 7{,}62 + 0{,}75 \cdot 11{,}4} = 0{,}600.$$

Определяем максимальные (расчетные) моменты от временной нагрузки. Для определения расчетного момента в первом пролете загружаем временной нагрузкой только первый пролет, а для получения расчетного момента во втором пролете загружаем временной нагрузкой только второй пролет. Уравновешивание узла 2 приведено в табл. III.2. Максимальное значение опорного момента получим при одновременном загружении обоих пролетов или суммированием величин опорных моментов предыдущих двух решений (рис. III.12, *г*).

Загружаем первый пролет (рис. III, 12, *б*). Вводим в узел *2* условное защемление. Момент защемления правого конца первого пролета (см. табл. 9 приложения)

$$\overline{M}_{2-1} = -\frac{ql_{1-2}^2}{8} = -0{,}333Pl_1 = -\frac{2 \cdot 9{,}0^2}{8} - 0{,}333 \cdot 3 \cdot 9{,}0 = -29{,}2 \text{ тм}.$$

Уравновешивание узла *2* при загружении первого пролета приведено в табл. III.2. Величина опорного момента при этом загружении $M_{2-1} = -17{,}55$ *тм*. Величина пролетного момента (под грузом)

Таблица III. 2

Расчет балки (к примеру 2)

Схема загружения	Узел	2	
	Коэффициенты распределения	$k_{2-1}=0{,}4$	$k_{2-3}=0{,}6$
Рис. III.12, *б*	Моменты защемления $\overline{M}_p$	−29,20	—
	Неуравновешенный момент R_i	−29,20	
	Уравновешивающие моменты M_i	+11,65	+17,55
	Момент на опоре M	−17,55	+17,55
Рис. III.12, *в*	Моменты защемления $\overline{M}_p$	—	+12,38
	Неуравновешенный момент R_i	+12,38	
	Уравновешивающие моменты M_i	−4,95	−7,43
	Момент на опоре M	−4,95	−4,95

$$M_x = M_x^0 + M_{2-1}\frac{x}{l_{1-2}} =$$

$$= \frac{2\cdot 9{,}0}{2}\,3{,}0 - 2\cdot 3{,}0\cdot 1{,}5 + 3\cdot 3{,}0 - 17{,}55\,\frac{3{,}0}{9{,}0} = 21{,}15\ \textit{тм}.$$

Загружаем второй пролет (рис. III.12, *в*).

Момент защемления левого конца второго пролета

$$\overline{M}_{2-3} = \frac{ql_{2-3}^2}{8} + \frac{3}{16}P^2 l_{2-3} = \frac{2\cdot 6{,}0^2}{8} + 0{,}188\cdot 3\cdot 6{,}0 = 12{,}38\ \textit{тм}.$$

Величина опорного момента при загружении второго пролета $M_{2-3} = -4{,}95$ *тм*.

Величина момента в пролете под грузом

$$M_x = M_x^0 + M_{2-3}\frac{l_{2-3}-x}{l_{2-3}} = \frac{2\cdot 6{,}0^2}{8} + \frac{3\cdot 6{,}0}{4} -$$

$$-4{,}95\,\frac{6{,}0-3{,}0}{6{,}0} = 11{,}05\ \textit{тм}.$$

Суммарный (расчетный) момент на опоре (рис. III.12, *г*)

$$M_2 = 17{,}55 + 4{,}95 = -22{,}5\ \textit{тм}.$$

Пример 3. Найти расчетные моменты в элементах несвободной рамы при загружении ригеля по схеме, приведенной на рис. III.13, *а*.

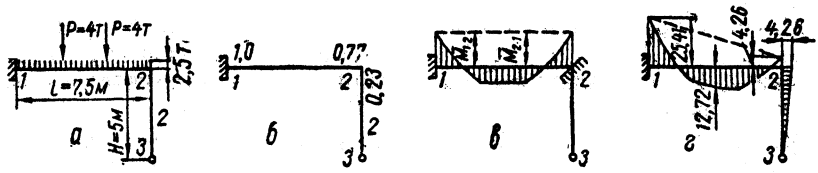


Рис. III.13. К примеру 3.

Сечение элементов после предварительного подсчета принимаем: ригель 35×70 *см*; стойка 35×45 *см*.

Относительные погонные жесткости элементов:

$$i_{1-2} = \frac{I_{1-2}}{l_{1-2}} = \frac{3{,}5\cdot 7{,}0^3}{12\cdot 7{,}5} = 13{,}35;$$

$$i_{2-3} = \frac{I_{2-3}}{l_{2-3}} = \frac{3{,}5\cdot 4{,}5^3}{12\cdot 5{,}0} = 5{,}28.$$

Коэффициенты распределения в узле *2* (рис. III.13, *б*)

$$k_{2-1} = \frac{13{,}35}{13{,}35 + 0{,}75\cdot 5{,}28} = 0{,}77;$$

$$k_{2-3} = \frac{5{,}28}{13{,}35 + 0{,}75\cdot 5{,}28} = 0{,}23.$$

Моменты защемления на концах ригеля (рис. III.13, *в*)

$$\overline{M}_{1-2} = \frac{2{,}5\cdot 7{,}5^2}{12} + 0{,}222\cdot 4\cdot 7{,}5 = +18{,}36\ \textit{тм};\quad \overline{M}_{2-1} = -18{,}36\ \textit{тм}.$$

Момент защемления $\overline{M}_{2-1}$ является неуравновешенным, поэтому, если удалить условное защемление из узла *2*, последний повернется против часовой стрелки и вовлечет в поворот ригель и стойку.

На их концах появляются реактивные (уравновешивающие) моменты, величины которых определены способом последовательного уравновешивания узлов и приведены в табл. III.3.

Таблица III. 3

Расчет рамы (к примеру 3)

Цикл	Узлы	1	2	
	Коэффициенты распределения	—	$k_{2-1}=0{,}77$	$k_{2-3}=0{,}23$
1	Моменты защемления $\overline{M}_p$	18,36	—18,36	—
	Момент неуравновешенный R_t	—	—18,36	—
	Моменты уравновешивающие M_t	—	+14,10	+4,26
2	Вторичный момент защемления	+7,05	—	—
	Расчетные опорные моменты M	+25,41	—4,26	+4,26

Момент посредине ригеля (рис. III.13, *г*)

$$M=\frac{2{,}7\cdot 7{,}5^2}{8}+0{,}33\cdot 4\cdot 7{,}5-\frac{25{,}41+4{,}26}{2}=12{,}72\ \text{тм}.$$

Пример 4. Найти максимальные моменты на опорах и в пролетах при временной нагрузке $q=1{,}2$ *т/м* и $P=8$ *т* в несимметричной несвободной раме (рис. III.14, *а*).

Величины моментов получат максимальные значения: в ригеле на опоре *2* при загружении обоих пролетов; в ригеле *1—2* и на концах стойки *2—4* при загружении только первого пролета; в ригеле *2—3* и на концах стойки *3—5* при загружении второго пролета

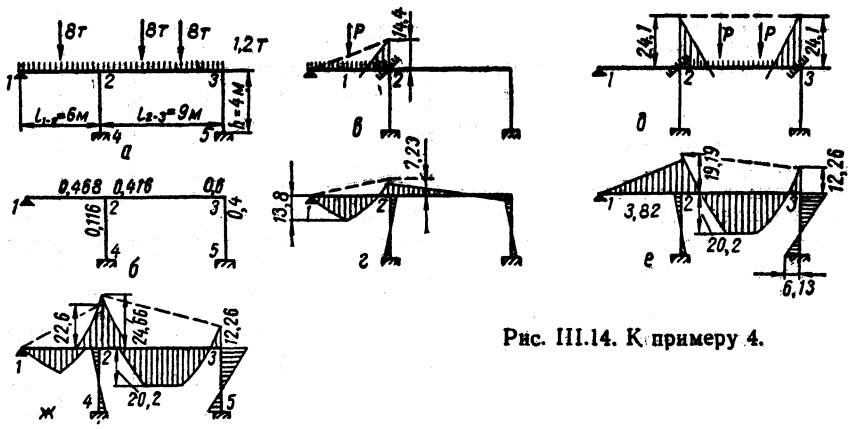


Рис. III.14. К примеру 4.

Величины моментов защемления после введения защемлений в узлах *2* и *3* (рис. III.14, *в* и *д*)

$$\overline{M}_{2-1}=\frac{1{,}2\ \ 6{,}0^2}{8}+\frac{3}{16}\ 8\cdot 6{,}0=5{,}40+9{,}00=-14{,}4\ \text{тм};$$

$$\overline{M}_{2-3}=\frac{1{,}2\cdot 9{,}0^2}{12}+0{,}222\cdot 8\cdot 9{,}0=8{,}1+16{,}0=+24{,}1\ \text{тм};$$

$$\overline{M}_{3-2}=-24{,}1\ \text{тм}.$$

После предварительного подсчета принимаем (в *см*):

Сечение ригеля *1—2* и *2—3* . . . . . 30×60
Сечение стойки *2—4* . . . . . 30×30
То же, *3—5* . . . . . 30×40

Таблица III. 4

Расчет рамы (к примеру 4)

Расчетная схема	Цикл	Узлы	2			3		4	5
		Коэффициенты распределения	$k_{2-4}=0{,}116$	$k_{2-1}=0{,}468$	$k_{2-3}=0{,}416$	$k_{3-2}=0{,}6$	$k_{3-5}=0{,}4$	$k_{4-2}=1$	$k_{5-3}=1$
Рис. III. 14, г	1	Моменты защемления $\overline{M}_p$	—	−14,40	—	—	—	—	—
		Моменты неуравновешенные R_l	—	—14,4		—	—	—	—
		Моменты уравновешивающие M_l	+1,65	+6,75	+6,00	—	—	—	—
	2	Вторичные моменты защемления	—	—	—	+3,00	—	—	—
		Вторичные неуравновешенные моменты	—	—	—	+3,00		—	—
		Вторичные уравновешивающие моменты	—	—	—	—1,80	—1,20	—	—
	3	То же	—	—	—0,90	—	—	—	—
			—	—0,90		—	—	—	—
			+0,11	+0,42	+0,37	—	—	—	—
		Расчетные моменты	+1,76	—7,23	+5,47	+1,20	—1,20	—	—
Рис. III. 14, е	1	Моменты защемления $\overline{M}_p$	—	—	+24,10	−24,10	—	—	—
		Моменты неуравновешенные R_l	—	+24,10		—24,10		—	—
		Моменты уравновешивающие M_l	—2,80	−11,30	−10,00	+14,44	+9,66	—	—
	2	Вторичные моменты защемления	—	—	+7,22	—5,00	—	—	—
		Вторичные неуравновешенные моменты	—	+7,22		—5,00		—	—
		Вторичные уравновешивающие моменты	—0,85	—3,37	—3,00	+3,00	+2,00	—	—
	3	То же	—	—	+1,50	—1,50	—	—	—
			—	+1,50		—1,50		—	—
			—0,17	—0,70	—0,63	+0,90	+0,60	—	—
		Расчетные моменты	—3,82	−15,37	+19,19	−12,26	+12,26	—1,91	+6,13

Относительные погонные жесткости i элементов рамы, уменьшенные в E раз:

$$i_{1-2}=\frac{3\cdot 6^3}{12\cdot 6}=9{,}0;\quad i_{2-3}=\frac{3\cdot 6^3}{12\cdot 9}=6;$$

$$i_{2-4}=\frac{3\cdot 3^3}{12\cdot 4}=1{,}69;\quad i_{3-5}=\frac{3\cdot 4^3}{12\cdot 4}=4.$$

Коэффициенты распределения k (рис. III.14, *б*)
в узле *2*

$$k_{2-1} = \frac{0{,}75 \cdot 9{,}0}{0{,}75 \cdot 9{,}0 + 6 + 1{,}69} = \frac{0{,}75 \cdot 9{,}0}{14{,}44} = 0{,}468;$$

$$k_{2-3} = \frac{6}{14{,}44} = 0{,}416; \quad k_{2-4} = \frac{1{,}69}{14{,}44} = 0{,}116;$$

в узле *3*

$$k_{3-2} = \frac{6}{6+4} = 0{,}6; \quad k_{3-5} = \frac{4}{6+4} = 0{,}4.$$

Расчетные моменты на опорах определены способом последовательных уравновешиваний узлов при раздельном загружении первого и второго пролетов и помещены в табл. III.4. По данным таблицы построены эпюры моментов при загружении первого и второго ригелей (рис. III.14, *г* и *е*) и суммарная эпюра моментов (рис. III.14, *ж*).

Момент в пролете *1* (рис. III.14, *г*)

$$M = \frac{1{,}2 \cdot 6{,}0^2}{8} + \frac{8 \cdot 6{,}0}{4} - \frac{7{,}23}{2} = 13{,}8 \text{ тм}.$$

Момент в пролете *2* (рис. III.14, *е*)

$$M = \frac{1{,}2 \cdot 9{,}0^2}{8} + \frac{8 \cdot 9{,}0}{3} - \frac{19{,}19 + 12{,}26}{2} = 20{,}2 \text{ тм}.$$

Расчетные опорные моменты равны (см. табл. III.4):

$$M_{2-1} = -7{,}23 - 15{,}37 = -22{,}6 \text{ тм};$$

$$M_{2-3} = 5{,}47 + 19{,}19 = 24{,}66 \text{ тм}.$$

СИММЕТРИЧНЫЕ РАМЫ

При симметричной раме и симметричной нагрузке встречаются такие случаи.

1. Ось симметрии рамы совпадает с осью стойки (рис. 15, *а*). В этом случае моменты защемления на концах стержней, сходящихся в узлах по оси симметрии (при симметричной нагрузке), равны между собой по

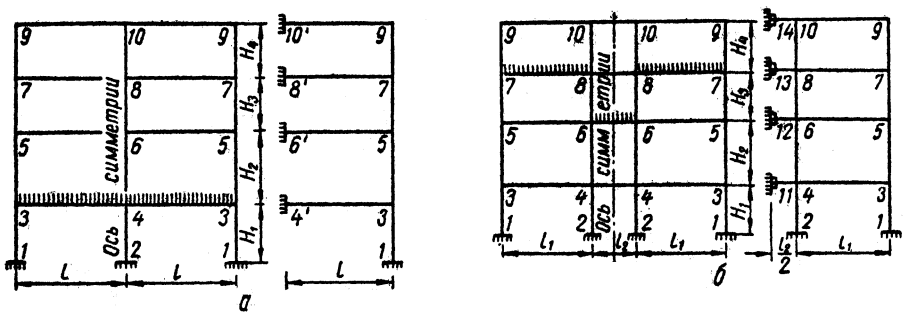


Рис. III.15. Симметричные рамы (основная и расчетная схемы):
а — ось симметрии совпадает с осью стойки; *б* — ось симметрии пересекает ригель.

величине, обратны по знаку и в сумме равны нулю, т. е. узлы уравновешены и под влиянием нагрузки не поворачиваются. Вследствие этого основная схема может быть заменена более простой расчетной, в которой внеопорные узлы *4*, *6*, *8* и *10* превращены в опорные *4'*, *6'*, *8'* и *10'* — неповорачивающиеся.

2. Ось симметрии пересекает ригель рамы посередине пролета (рис. III.15, *б*). В этом случае, так же как и в предыдущем, точки

ригелей, лежащие по оси симметрии, под влиянием нагрузки могут свободно перемещаться по вертикали, но не поворачиваются. Это дает право рассматривать ригели рамы как бы защемленными по оси симметрии, но имеющими возможность перемещаться вертикально, а основную схему заменить более простой расчетной схемой с фиктивными опорными узлами *11, 12, 13* и *14*.

В силу изложенного, симметричные рамы с симметричной нагрузкой могут рассматриваться как несвободные. При расчете рам следует иметь в виду, что сопротивление изгибу стержней, противоположный конец которых имеет ползунковую опору, в четыре раза меньше, чем стержней с защемленными опорами той же длины

$$i_n = \frac{1}{4} i. \qquad \text{(III.12)}$$

В рассматриваемом случае, когда фиктивная ползунковая опора расположена посередине ригеля, его сопротивление изгибу

$$i_n = \frac{1}{2} i. \qquad \text{(III.13)}$$

3. В симметричных рамах величины опорных моментов от постоянной нагрузки определяются только в элементах одной половины рамы. Величины моментов в симметричных элементах рамы второй половины, в силу симметрии рамы и нагрузки, равны моментам, найденным для первой половины, но с обратным знаком. При временной нагрузке и возможности расположения ее по ригелям в невыгодном положении величины опорных моментов определяют на концах всех элементов при загружении ригелей попролетно одной половины рамы. При этом расчетные моменты получаются путем суммирования моментов от постоянной нагрузки с моментами того же знака от временной нагрузки.

4. Когда временная нагрузка по величине составляет не более половины постоянной (жилые и административные здания с временной нагрузкой в 150—250 *кг/м²*), она прибавляется к постоянной; причем учитывают, что наиболее невыгодное размещение временной нагрузки по пролетам мало изменяет величины расчетных усилий в элементах и оказывает весьма слабое влияние на прочность каркаса.

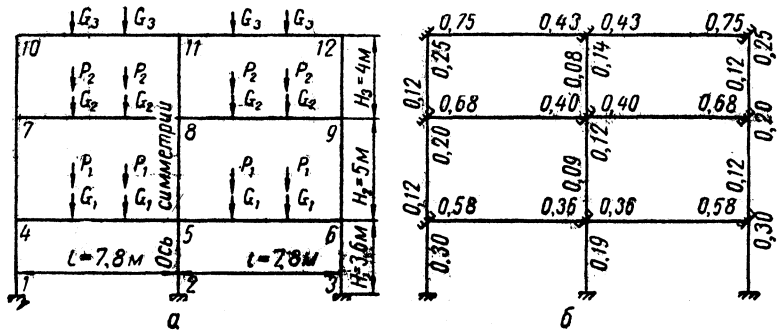


Рис. III.16. К примеру 5.

Пример 5. Рассчитать симметричную раму с симметричной нагрузкой (рис. III.16). Сосредоточенные силы G и P представляют собой реакции балок перекрытий:
от постоянной нагрузки $G_1 = 7{,}6$ *т*; $G_2 = 6{,}2$ *т*; $G_3 = 8{,}4$ *т*;
от временной нагрузки $P_1 = 8{,}2$ *т*; $P_2 = 6{,}4$ *т*.

После предварительного расчета (см. стр. 184) приняты следующие относительные погонные жесткости элементов рамы:

Ригель *4—5* и *5—6* . . . $i_{4-5} = i_{5-6} = 1{,}0$

Ригель *7—8* и *8—9* . . . $i_{7-8} = i_{8-9} = 0{,}74$

Ригель *10—11* и *11—12* . . . $i_{10-11} = i_{11-12} = 0{,}405$

Стойки *1—4*, *2—5* и *3—6* . . $i_{1-4} = i_{2-5} = i_{3-6} = 0{,}515$

Стойки *4—7*, *5—8* и *6—9* . . $i_{4-7} = i_{5-8} = i_{6-9} = 0{,}216$

Стойки *7—10*, *8—11* и *9—12* . $i_{7-10} = i_{8-11} = i_{9-12} = 0{,}136$

Определяем величины коэффициентов распределения $k_{n-n_1} = \frac{i_l}{\Sigma_l}$ в узлах рамы (рис. III.16, *б*):

в узлах *4* и *6*

$$k_{4-1} = \frac{0{,}515}{0{,}515 + 1{,}0 + 0{,}216} = \frac{0{,}515}{1{,}731} \approx 0{,}3;$$

$$k_{4-5} = \frac{1{,}0}{1{,}731} = 0{,}58; \quad k_{4-7} = \frac{0{,}216}{1{,}731} \approx 0{,}12;$$

в узле *5*

$$k_{5-4} = k_{5-6} = \frac{1{,}0}{1{,}0 + 1{,}0 + 0{,}515 + 0{,}216} = \frac{1{,}0}{2{,}731} = 0{,}36;$$

$$k_{5-2} = \frac{0{,}515}{2{,}731} = 0{,}19; \quad k_{5-8} = \frac{0{,}216}{2{,}731} = 0{,}09;$$

в узлах *7* и *9*

$$k_{7-4} = \frac{0{,}216}{0{,}216 + 0{,}74 + 0{,}136} = \frac{0{,}216}{1{,}092} = 0{,}2;$$

$$k_{7-8} = \frac{0{,}74}{1{,}092} = 0{,}68; \quad k_{7-10} = \frac{0{,}136}{1{,}092} = 0{,}12;$$

в узле *8*

$$k_{8-7} = k_{8-9} = \frac{0{,}74}{0{,}74 + 0{,}74 + 0{,}216 + 0{,}136} = \frac{0{,}74}{1{,}832} = 0{,}40;$$

$$k_{8-5} = \frac{0{,}216}{1{,}832} = 0{,}12; \quad k_{8-11} = \frac{0{,}136}{1{,}832} = 0{,}08;$$

в узлах *10* и *12*

$$k_{10-7} = \frac{0{,}136}{0{,}136 + 0{,}405} = \frac{0{,}136}{0{,}541} = 0{,}25; \quad k_{10-11} = \frac{0{,}405}{0{,}541} = 0{,}75;$$

в узле *11*

$$k_{11-10} = k_{11-12} = \frac{0{,}405}{0{,}405 + 0{,}405 + 0{,}136} = \frac{0{,}405}{0{,}946} = 0{,}43;$$

$$k_{11-8} = \frac{0{,}136}{0{,}946} = 0{,}14.$$

Величины моментов защемления (см. табл. 10 приложения) от постоянной нагрузки:

$$\overline{M}_{4-5} = \overline{M}_{5-6} = 0{,}222 G_1 l = 0{,}222 \cdot 7{,}6 \cdot 7{,}8 = +13{,}15 \text{ тм};$$

$$\overline{M}_{5-4} = \overline{M}_{6-5} = -13{,}15 \text{ тм};$$

$$\overline{M}_{7-8} = \overline{M}_{8-9} = 0{,}222 G_2 l = 0{,}222 \cdot 6{,}2 \cdot 7{,}8 = +10{,}75 \text{ тм};$$

$$\overline{M}_{8-7} = \overline{M}_{9-8} = -10{,}75 \text{ тм};$$

$$\overline{M}_{10-11} = \overline{M}_{11-12} = 0{,}222G_3l = 0{,}222 \cdot 8{,}4 \cdot 7{,}8 = +14{,}50 \text{ тм};$$

$$\overline{M}_{11-10} = \overline{M}_{11-12} = -1450 \text{ тм};$$

от временной нагрузки:

$$\overline{M}_{4-5} = \overline{M}_{5-6} = 0{,}222P_1l = 0{,}222 \cdot 8{,}2 \cdot 7{,}8 = +14{,}20 \text{ тм};$$

$$\overline{M}_{5-4} = \overline{M}_{6-5} = -14{,}20 \text{ тм};$$

$$\overline{M}_{7-8} = \overline{M}_{8-9} = 0{,}222P_2l = 0{,}222 \cdot 6{,}4 \cdot 7{,}8 = +11{,}07 \text{ тм};$$

$$\overline{M}_{8-7} = \overline{M}_{9-8} = -11{,}07 \text{ тм}.$$

Усилия в элементах рамы определены способом последовательного уравновешивания узлов системы и помещены в табл. III.5. Узел *12* в таблице не помещен. Величины моментов M_{12-11} и M_{12-9} соответственно равны моментам M_{10-11} и M_{10-7}, но имеют обратный знак.

Величины опорных моментов в ригелях и моментов в стойках от постоянной и временной нагрузки найдены по расчетным схемам табл. III.5.

При загружении ригеля *n* рамы моменты на концах стержней в узлах быстро уменьшаются по мере удаления узла от загруженного ригеля. Достаточно учесть влияние загруженного ригеля на ближайшие расположенные к нему узлы. Моменты, возникающие на концах стержней более удаленных узлов, по величине незначительны по сравнению с моментами на концах стержней в узлах, ближайших к загруженному ригелю *n*, и ими для практических целей можно пренебречь. Этим значительно уменьшается вычислительная работа. Так, например, при загружении ригеля *4—5* достаточно учесть усилия, возникающие в узлах *1, 2, 6, 7* и *8*. Усилия же, возникающие в узлах *3, 9, 10, 11* и *12*, составляют менее одного процента от момента защемления загруженного ригеля *4—5*.

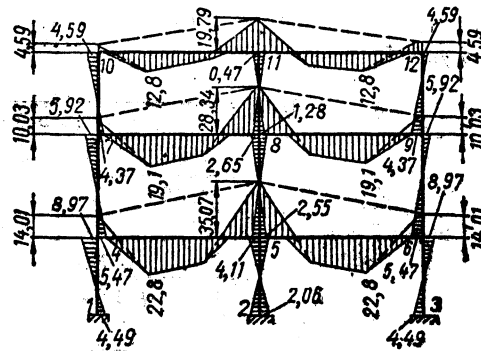


Рис. III.17. Эпюра расчетных моментов.

Величины расчетных моментов получены суммированием моментов одного знака от постоянной нагрузки и временной, размещенной по ригелям в наиболее выгодном положении (табл. III.6).

Величины моментов в стойках соответствуют максимальным нормальным усилиям. По данным табл. III.6 построена эпюра расчетных моментов (рис. III.17).

РАСЧЕТ РАМ НА ВЕТРОВУЮ НАГРУЗКУ МЕТОДОМ НУЛЕВЫХ МОМЕНТНЫХ ТОЧЕК

В зданиях каркасного (рамного) типа часто отсутствуют поперечные стены — конструкции, которые могли бы воспринять давление ветра и обеспечить устойчивость здания в поперечном направлении. В этом случае ветровая нагрузка передается на рамы.

Для расчета каркаса на ветровую нагрузку может быть рекомендован приближенный метод — метод нулевых моментных точек. В основу его положены особенности многоярусных рам гражданских зданий, состоящие в следующем:

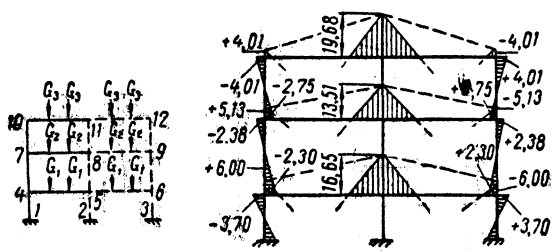
а) ригели всех ярусов рамы имеют обычно одинаковую по величине временную нагрузку и незначительно нарастающую сверху вниз постоянную; в силу этого сечения ригелей увеличиваются постепенно и медленно сверху вниз;

б) стойки всех ярусов рамы нагружены вертикальной и горизонтальной (ветровой) нагрузками, которые также нарастают постепенно сверху вниз, вызывая постепенное увеличение их сечений.

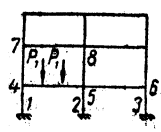
Расчет рамы

Расчетная нагрузка	Цикл	Узлы	4			5				6			
		Коэффициенты распределения	κ_{4-1} 0,30	κ_{4-5} 0,58	κ_{4-7} 0,12	κ_{5-4} 0,36	κ_{5-2} 0,19	κ_{5-6} 0,36	κ_{5-8} 0,9	κ_{6-5} 0,58	κ_{6-3} 0,30	κ_{6-9} 0,12	κ_{7-4} 0,20
Постоянная по всем ригелям	1	Моменты $\overline{M}_p$	—	+13,15	—	−13,15	—	—	—	—	—	—	—
		Моменты R_i	—	+13,15	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		Моменты M_i	−3,94	− 7,68	−1,58	—	—	—	—	—	—	—	−2,15
	2	Вторичные моменты	—	—	−1,08	−3,82	—	—	—	—	—	—	−0,79
			—	—	−1,08	—	—	—	—	—	—	—	—
			+0,32	+0,63	+0,13	—	—	—	—	—	—	—	+0,52
	3	То же	—	—	+0,26	+0,32	—	—	—	—	—	—	+0,07
			—	—	+0,26	—	—	—	—	—	—	—	—
			−0,08	−0,15	−0,03	—	—	—	—	—	—	—	−0,03
	Расчетные моменты		−3,70	+6,00	−2,30	−16,65	—	−16,65	—	−6,00	+3,70	+2 30	−2,38
Временная по ригелю 4—5	1	Моменты $\overline{M}_p$	—	+14,20	—	−14.20	—	—	—	—	—	—	—
		Моменты R_i	—	+14,20	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		Моменты M_i	−4,26	− 8,24	−1,70	+5,10	+2,72	+5,10	+1,28	—	—	—	—
	2	Вторичные моменты	—	+2,55	—	−4,12	—	—	—	+2,55	—	—	−0,85
			—	+2,55	—	−4,12	—	—	—	+2,55	—	—	−0,85
			−0,76	−1,48	−0,31	+1,48	+0,79	+1,48	+0,37	−1,48	−0,76	−0,31	+0,17
	3	То же	—	+0,74	+0,09	−0,74	—	−0,74	−0,04	+0,74	—	—	−0,16
			—	+0,83	—	—	−0,152	—	—	+0,74	—	—	−0,29
			−0,25	−0,48	−0,10	+0,55	+0,28	+0,55	+0,14	−0,43	−0,22	−0,09	+0,06
	Расчетные моменты		−5,27	+7,29	−2,02	−11,93	+3,88	+6,39	+1,76	+1,38	−0,98	−0,40	−0,78
Временная по ригелю 7—8	1	Моменты $\overline{M}_p$	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		Моменты R_i	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		Моменты M_i	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	−2,21
	2	Вторичные моменты	—	—	−1,11	—	—	—	+0,67	—	—	—	—
			—	—	−1,11	—	—	—	+0,67	—	—	—	—
			+0,33	+0,64	+0,14	−0,24	−0,13	−0,24	−0,06	—	—	—	−0,44
	3	То же	—	−0,11	−0,22	+0,32	—	—	+0,28	—	—	—	+0,07
			—	−0,34	—	—	−0,55	—	—	—	—	—	—
			+0,10	+0,20	+0,04	−0,20	−0,10	−0,20	−0,05	—	—	—	−0,18
	Расчетные моменты		+0,48	+0,72	−1,16	−0.12	+0.23	−0.44	+0,79	—	—	—	−2.76

Постоянная нагрузка G по всем ригелям (расчетная схема и эпюра M)



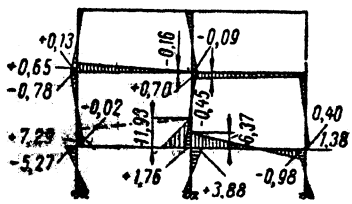
Временная нагрузка (расчетная



(к примеру 5) Таблица III. 5

7		8				9			10		11		
κ_{7-8} 0,68	κ_{7-10} 0,12	κ_{8-7} 0,40	κ_{8-5} 0,12	κ_{8-9} 0,40	κ_{8-11} 0,08	κ_{9-8} 0,68	κ_{9-6} 0,20	κ_{9-12} 0,12	κ_{10-7} 0,25	κ_{10-11} 0,75	κ_{11-10} 0,43	κ_{11-8} 0,14	κ_{11-12} 0,43
+10,75	—	−10,75	—	—	—	—	—	—	+14,50	—	−14,50	—	—
+10,75	—	—	—	—	—	—	—	—	+14,50	—	—	—	—
− 7,30	−1,30	—	—	—	—	—	—	—	− 3,64	−10,86	—	—	—
—	−1,82	−3,65	—	—	—	—	—	—	−0,65	—	−5,43	—	—
+2,61	—	—	—	—	—	—	—	—	−0,65	—	—	—	—
+1,78	+0,31	—	—	—	—	—	—	—	+0,16	+0,49	—	—	—
—	+0,03	+0,89	—	—	—	—	—	—	+0,16	—	+0,25	—	—
+0,15	—	—	—	—	—	—	—	—	+0,16	—	—	—	—
−0,10	−0,02	—	—	—	—	—	—	—	−0,04	−0,12	—	—	—
+5,13	−2,75	−13,51	—	+13,51	—	+5,13	+2,38	+2,75	−4,01	−4,01	−19,68	—	+19,68
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	+0,64	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	+0,64	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
+0,58	+0,10	−0,26	−0,07	−0,26	−0,05	—	—	—	—	—	—	—	—
−0,13	—	+0,29	+0,19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	+0,48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
+0,20	+0,03	−0,19	−0,06	−0,19	−0,04	—	—	—	—	—	—	—	—
+0,65	0,13	−0,16	+0,70	0,45	−0,09	—	—	—	—	—	—	—	—
+11,07	—	−11,07	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
+11,07	—	−11,07	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
− 7,58	−1,33	+ 4,43	+1,33	+4,43	+0,88	—	—	—	—	—	—	—	—
+2,22	—	−3,77	—	—	—	−2,22	—	—	−0,67	—	—	+0,44	—
+2,22	—	−3,77	—	—	—	−2,22	—	—	−0,67	—	—	+0,44	—
−1,51	−0,27	+1,50	+0,46	+1,51	+0,30	−1,51	−0,44	−0,27	+0,17	+0,50	−0,19	−0,06	−0,19
+0,75	+0,09	−0,76	−0,03	−0,76	−0,03	+0,76	—	—	−0,14	−0,10	+0,25	+0,15	—
+0,91	—	—	1,58		—	+0,76	—	—	−0,24		+0,40		—
−0,62	−0,11	+0,63	+0,19	+0,63	+0,13	−0,52	−0,15	−0,09	+0,06	+0,18	−0,17	−0,06	−0,17
+4,2	−1,62	−8,91	+1,95	+5,81	+1,28	+0,95	−0,59	−0,36	−0,58	+0,58	0,11	+0,47	−0,36

P_1 по ригелю *4—5* схема и эпюра *M*)



Временная нагрузка P_2 по ригелю *7—8* (расчетная схема и эпюра *M*)

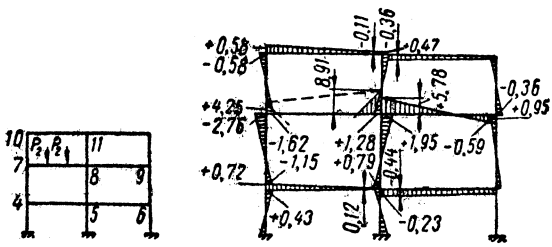


Таблица III. 6

Расчетные моменты и поперечные силы (к примеру 5)

Наименование элементов	Сечения	Изгибающие моменты на концах элементов в *тм*: Постоянная нагрузка по всем ригелям	Временная нагрузка по ригелям: 4—5	5—6	7—8	8—9	Расчетные моменты* на опорах в *тм*	Пролетные моменты $M=M_x^0+M_л\frac{l-x}{l}+M_п\frac{x}{l}$ в *тм*	Поперечные силы $Q_x=Q_x^0-\frac{M_1-M_2}{l}$ в *т*	Продольные силы** в *т*
Ригель 4—5	4—5	+6,00	+7,29	-1,38	+0,72	—	+14,01 / +11,91	$M_x^0=(7,6+8,2)\ 2,6=41,1$; $M=41,1-\frac{2}{3}\cdot 11,91-\frac{1}{3}\times 28,14=22,8$	$15,8-\frac{28,14-11,91}{7,8}=13,9$; $15,8+\frac{35,07-14,01}{7,8}=18,5$	—
	5—4	—16,65	—11,93	—6,37	-0,12	+0,44	—35,07 / —28,14			
Ригель 7—8	7—8	+5,13	+0,65	—	+4,25	—0,95	+10,03 / +8,43	$M_x^0=(6,2+6,4)\ 2,6=32,8$; $M=32,3-\frac{2}{3}\cdot 8,43-\frac{1}{3}\times 22,0=19,32$	$12,6-\frac{22,0-8,43}{7,8}=10,85$; $12,6+\frac{28,36-10,03}{7,8}=14,95$	—
	8—7	—13,51	—0,16	+0,45	—8,91	—5,78	—28,36 / —22,00			
Ригель 10—11	10—11	+4,01	—	—	+0,58	—	+4,59 / +3,91	$M_x^0=8,4\cdot 2,6=21,8$; $M=21,8-\frac{2}{3}\cdot 3,91-\frac{1}{3}\times 19,24=12,82$	$8,4-\frac{19,79-4,59}{7,8}=6,46$ $8,4+\frac{19,24-3,91}{7,8}=10,34$	—
	11—10	—19,63	—	—	—0,11	+0,42	—19,78 / —19,24			
Стойка 1—4	4—1	—3,70	—5,27	+1,38	+0,43	—	—8,97	—	$\frac{8,97-4,48}{3,6}=3,66$	99,2
	1—4	—	—	—	—	—	—4,48			101,3

Стойка 2—5	5—2	—	+3,83	—3,88	—0,23	+0,23	+0,00 / —4,11	—	$\frac{4,11+2,06}{3,6}=1,78$	133,5 135,6
	2—5	—	—	—	—	—	+0,00 / —2,06			
Стойка 4—7	4—7	—2,30	—2,02	+0,40	—1,15	—	—5,47	—	$\frac{5,47+5,92}{5,0}=2,34$	55,9 53,5
	7—4	—2,33	—0,78	—	—2,76	+0,59	—5,92			
Стойка 5—8	5—8	—	+1,76	—1,76	+0,79	—0,79	+0,00 / —2,55	—	$\frac{2,55+2,65}{5,7}=1,08$	75,8 73,4
	8—5	—	+0,70	—0,70	+1,95	—1,95	+0,00 / —2,65			
Стойка 7—10	7—10	—2,75	+0,13	—	—1,62	+0,36	—4,37	—	$\frac{4,37+4,59}{4,0}=2,26$	18,4 16,2
	10—7	—4,01	—	—	—0,58	—	—4,59			
Стойка 8—11	8—11	—	—0,03	—0,09	+1,26	—1,28	+0,00 / —1,28	—	$\frac{1,28+0,47}{4,0}=0,51$	26,8 25,2
	11—8	—	—	—	—0,47	—0,47	+0,00 / —0,47			

* В числителе даны расчетные опорные моменты, в знаменателе — опорные моменты, необходимые для определения расчетных моментов в пролетах.

** Сюда включен вес перекрытия, стен и собственный вес стоек.

Применение метода нулевых точек дает достаточно точные результаты при соотношении погонных жесткостей ригелей и стоек больше 1.

Таким образом, жесткости ригелей и стоек каждых двух смежных по высоте этажей многоярусных рам гражданских зданий мало отличаются между собой по величине. Вследствие этого деформированные стойки под влиянием ветровой нагрузки (рис. III.18) имеют S-образную форму с точками перегибов (точки нулевых моментов) вблизи середины высоты стоек. Исключение составляют стойки первого яруса где точки перегибов и нулевых моментов, ввиду более жесткой заделки стоек в фундамент, располагаются выше середины.

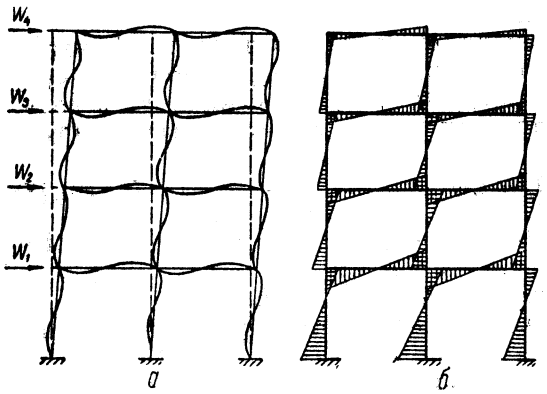


Рис. III.18. Многоярусная рама:
а — деформация рамы под влиянием ветра; *б* — характер эпюры моментов.

Это обстоятельство позволяет без большой погрешности для расчета совместить точки нулевых моментов с серединой высоты стоек и в них условно разместить шарниры (рис. III.19), заменив, таким образом, раму с любым числом ярусов на три одноярусные схемы (рис. III.20) — верхнюю, среднюю и нижнюю, расчет которых по сравнению с многоярусной рамой значительно проще.

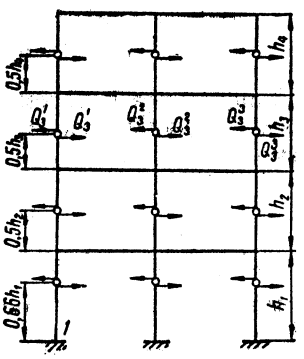


Рис. III.19. Общий вид расчетной схемы рамы.

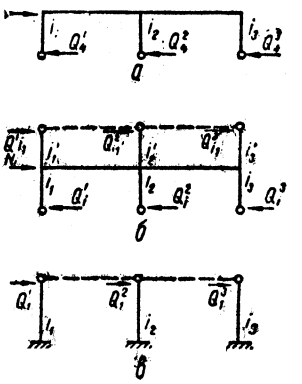


Рис. III.20 Расчетные схемы ярусов:
а — верхнего; *б* — средних; *в* — нижнего.

Шарниры в стойках первого яруса обычно размещаются на высоте $^2/_3\,h$ от фундамента

Давление ветра в расчетной схеме прикладывается в узлах. Величина каждой горизонтальной силы W_i зависит от интенсивности давления ветра q на высоте рассматриваемого яруса и грузовой площади ω, приходящейся на узел

$$W_i = q_в \omega. \qquad \text{(III.14)}$$

Интенсивность давления ветра $q_в$ на высоте H_i от поверхности земли (при вертикальной плоскости) приведена в табл. VI.32.

Расчетная ветровая нагрузка какого-либо яруса ΣW_i равна сумме ветровых нагрузок W_i, приложенных выше рассматриваемого яруса. Так, для второго этажа (см. рис. III.18)

$$\Sigma W_2 = W_4 + W_8 + W_2.$$

Ход расчета состоит в следующем.

Внешняя сила ΣW_i, приложенная к узлу, вызывает в шарнирах стоек рассматриваемого яруса поперечные силы Q_i, которые в сумме равны расчетной ветровой нагрузке ΣW_i, а каждая в отдельности пропорциональна при постоянной высоте стоек в пределах яруса погонной жесткости стойки:

$$\Sigma Q_i = \Sigma W_i; \qquad \text{(III.15)}$$

$$Q_i = \Sigma W_i \frac{i_c}{\Sigma i_c}, \qquad \text{(III.16)}$$

где i_c — погонная жесткость рассматриваемой стойки;

Σi_c — сумма погонных жесткостей всех стоек рассматриваемого яруса.

Поперечные силы Q_i вызывают на концах стоек моменты, по величине равные:

для верхней схемы и всех средних схем (рис. III.20)

$$\overline{M}_i = Q_i \frac{h_i}{2}; \qquad \text{(III.17)}$$

для нижней схемы вверху стойки

$$\overline{M}_i^{в} = Q_i \frac{h_i}{3}; \qquad \text{(III.18)}$$

внизу стойки

$$\overline{M}_i^{н} = Q_i \frac{2h_i}{3}. \qquad \text{(III.19)}$$

Моменты M_i, найденные на концах стоек, сходящихся в рассматриваемом узле, распределяются между ригелями, сходящимися в этом узле, пропорционально их погонным жесткостям i_p

$$M_{ip} = \Sigma \overline{M}_i \frac{i_p}{\Sigma i_p}. \qquad \text{(III.20)}$$

Для уяснения рассмотрим расчет шестиярусной рамы на ветер.

Пример 6. Найти изгибающие моменты в элементах симметричной рамы от давления ветра при данных, приведенных на рис. III.21, *а*.

Размеры поперечных сечений элементов приняты при расчете рамы на вертикальную нагрузку. Относительные погонные жесткости элементов показаны на схеме в кружках. Жесткость ригеля первого этажа условно принята равной единице.

Верхний ярус *19—20—21*. $W_6 = 320$ *кг*.

Поперечные силы в стойках:

$$Q_{19-16} = Q_{21-18} = W_i \frac{i_{19-16}}{\Sigma i_c} = 320 \frac{0{,}6}{0{,}6 + 0{,}75 + 0{,}6} = 99 \text{ кг};$$

$$Q_{20-17} = W_6 \frac{i_{20-17}}{\Sigma i} = 320 \frac{0{,}75}{0{,}6 + 0{,}75 + 0{,}6} = 122 \text{ кг}.$$

Моменты в стойках:

$$M_{19-16} = M_{21-18} = Q_{19-16} \frac{h_6}{2} = 99 \frac{3{,}60}{2} = 178 \text{ кгм};$$

$$M_{20-17} = Q_{20-17} \frac{h_6}{2} = 122 \frac{3{,}60}{2} = 220 \text{ кгм}.$$

Моменты в ригелях:

$$M_{19-20} = M_{21-20} = M_{19-16}\,\frac{0,5}{0,5} = 178 \text{ кгм};$$

$$M_{20-19} = M_{20-21} = M_{20-17}\,\frac{0,5}{0,5+0,5} = 220 \cdot 0,5 = 110 \text{ кгм}.$$

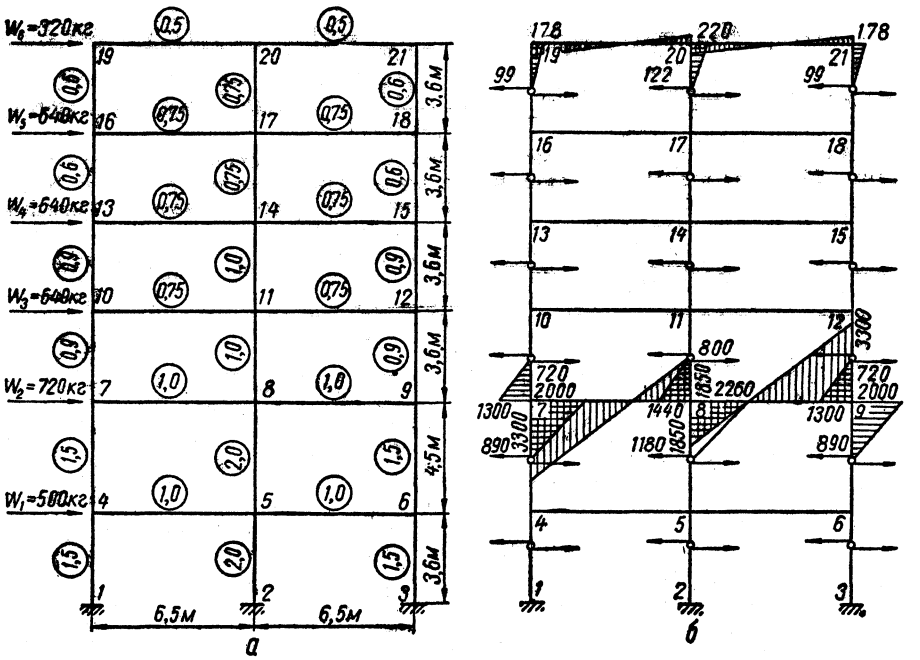


Рис. III.21. К примеру 6:
а — схема рамы; *б* — эпюра изгибающих моментов в элементах.

Средний ярус 7—8—9.

$$W_н = W_6 + W_5 + W_4 + W_3 + W_2 = 320 + 640 \cdot 3 + 720 = 2960 \text{ кг};$$

$$W_в = W_6 + W_5 + W_4 + W_3 = 320 + 640 \cdot 3 = 2240 \text{ кг}.$$

Поперечные силы в стойках выше ригеля 7—8—9;

$$Q_{7-10} = Q_{9-12} = W_н\,\frac{i_{7-10}}{\Sigma i_c} = 2240\,\frac{0,9}{0,9+1,0+0,9} = 720 \text{ кг};$$

$$Q_{8-11} = W_в\,\frac{i_{8-9}}{\Sigma i} = 2240\,\frac{1,0}{0,9+1,0+0,9} = 800 \text{ кг}.$$

Поперечные силы в стойках ниже ригеля 7—8—9:

$$Q_{7-4} = Q_{9-6} = W_н\,\frac{i_{7-4}}{\Sigma i} = 2960\,\frac{1,5}{1,5+2,0+1,5} = 890 \text{ кг};$$

$$Q_{8-5} = W_н\,\frac{i_{8-5}}{\Sigma i} = 2960\,\frac{2,0}{1,5+2,0+1,5} = 1180 \text{ кг}.$$

Моменты в стойках:

$$M_{7-10} = M_{9-12} = Q_{7-10}\,\frac{h_з}{2} = 720\,\frac{3,60}{2} = 1300 \text{ кгм};$$

$$M_{8-11} = Q_{9-11}\,\frac{h_з}{2} = 800\,\frac{3,60}{2} = 1440 \text{ кгм};$$

$$M_{7-4} = M_{9-6} = Q_{7-4}\,\frac{h_2}{2} = 890\,\frac{4{,}50}{2} = 2000 \text{ кгм};$$

$$M_{8-5} = Q_{8-5}\,\frac{h_2}{2} = 1180\,\frac{4{,}50}{2} = 2260 \text{ кгм}.$$

Моменты в ригелях:

$$M_{7-8} = M_{9-8} = (M_{7-10} + M_{7-4})\,\frac{1{,}0}{1{,}0} = (1300 + 2000)\,1{,}0 = 3300 \text{ кгм};$$

$$M_{8-7} = M_{8-9} = (M_{8-11} + M_{8-5})\,\frac{1{,}0}{1{,}0 + 1{,}0} = (1440 + 2260)\,0{,}5 = 1850 \text{ кгм}.$$

Аналогичным путем найдены величины Q и M в остальных стойках и ригелях рамы. Моменты в элементах от действия ветра знакопеременны и зависят от направления ветра. Эпюра моментов для второго и верхнего ярусов приведена на рис. III.21, *б*.

ГЛАВА IV

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Основания под фундаменты бывают двух видов — естественные и искуственные.

К естественным относятся основания, грунты которых расположены под подошвой фундамента в их природном залегании. В качестве естественных оснований могут быть использованы лишь грунты, которые обладают такой прочностью и плотностью, что напряжения на них под подошвой от веса здания заданной этажности и осадки грунта не превышают предельных — нормативных.

Если грунты под подошвой фундамента слабые — рыхлые с нормативным давлением, меньшим фактического давления, оказываемого на подошву зданием, то такие грунты не могут служить основанием под фундамент проектируемого здания, так как осадки грунтов превышают нормативные. В этих случаях устраиваются искусственные основания. К искусственным основаниям относятся:

а) подушки (песчаные, каменные), заменяющие слабые грунты, расположенные непосредственно под подошвой фундамента и распределяющие нагрузку от веса здания на нижележащие слои грунта, уменьшая удельное давление на слабый грунт;

б) искусственное уплотнение (упрочнение) грунта основания путем трамбования, забивки бетонных или грунтовых свай, цементации;

в) свайные фундаменты и опускные колодцы, передающие нагрузку от веса здания на более прочные грунты, залегающие на большой глубине от поверхности земли.

Искусственные основания чаще всего применяются при строительстве многоэтажных гражданских зданий и в промышленном строительстве.

Для решения вопроса о пригодности площадки, намеченной к застройке, необходимо предварительно изучить геологическое строение площадки до определенной глубины (напластование, мощность и род грунтов) и гидрогеологические условия (отметки сезонных колебаний грунтовых вод и их химический состав). На основании данных исследования выявляются физические свойства грунтов площадки и определяются механические строительные свойства каждого слоя грунта и всего основания в целом (рис. IV.1).

Проектируемое здание (сооружение) следует всегда рассматривать совместно с основанием, на котором оно покоится.

От устойчивости и прочности основания зависит устойчивость и прочность фундаментов и несущей конструкции всего здания. Так, если грунты под подошвой неоднородны и давление превышает определенные величины, происходит неравномерное уплотнение грунтов основания и различные по величине осадки частей здания. Осадки оснований могут оказаться чрезмерно большими, сопровождаться выпиранием грунтов из-под подошвы фундамента в стороны.

Чтобы выяснить величины возможных осадок и степень их влияния на устойчивость и прочность здания, производится расчет основания и фундаментов.

Путем вычислений определяют величины давлений (напряжений) на грунты под подошвой фундамента и напряжения в толще грунтов до определенной глубины, находят возможные при этих напряжениях величины осадок грунтов основания и в неблагоприятных случаях (при больших осадках) принимают соответствующие меры с целью уменьшения напряжений и осадок до допускаемых пределов. Последнее может быть достигнуто уширением подошвы фундамента или устройством искусственного основания.

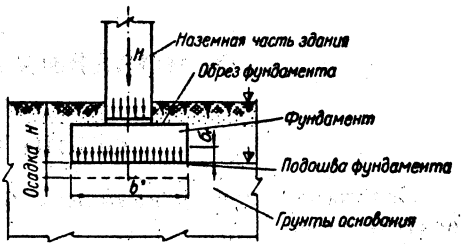


Рис. IV.1. Схема передачи нагрузки на грунты под подошвой и осадка основания.

По величине ожидаемой осадки устанавливается несущая способность основания и решается вопрос о целесообразности использования площадки под здание заданной этажности и нагрузки. Кроме того, на основании этих исследований принимается глубина заложения подошвы фундамента, т. е. слой грунта, на котором по прочности и гидрогеологическим условиям следует основать подошвы фундамента. Наиболее надежными являются основания из плотного, однородного по составу слоя грунта или из нескольких плотных слоев.

В гражданском строительстве глубина разведки грунтов, расположенных ниже подошвы фундамента, зависит от класса здания и принимается равной тройной и более ширине подошвы фундамента. Разведка грунтов производится шурфованием и бурением.

При исследовании бурением в ответственных местах закладываются шурфы и проверяется несущая способность основания пробными нагрузками. Месторасположение и число шурфов или скважин в каждом отдельном случае назначаются в соответствии с очертанием и размерами здания в плане и степенью однородности грунтов. Обычно шурфы или скважины закладываются вблизи углов здания и наиболее ответственных его частей. В плане строительного участка шурфы или скважины должны образовать сетку со средними расстояниями в 25—30 *м*. Более детальная разведка производится в пределах здания. Объем и характер исследования грунтов зависят от монументальности здания, рода и напластования грунтов и уровня грунтовых вод.

По данным исследования составляются план и геологические разрезы участка с обозначением рода грунта, напластования и уровня грунтовых вод. На основании физико-механических характеристик устанавливаются расчетные сопротивления грунтов, целесообразность использования площадки под строительство и род фундаментов.

ЕСТЕСТВЕННЫЕ ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ

ГРУНТЫ ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ

Грунты естественных оснований должны обладать следующими основными строительными свойствами:

малой и равномерной сжимаемостью, т. е. достаточной плотностью и однородностью, обеспечивающей малую и равномерную осадку здания;

нерастворимостью грунтовыми, дождевыми и талыми водами.

Грунты естественных оснований состоят из трех основных элементов: минеральных раздробленных частиц различной формы, прочности и состава, образующих грунтовый скелет (твердая фаза), воды и воздуха (жидкая и газообразная фазы), заполняющих пустоты между частицами грунта.

Минеральные частицы грунтов оснований являются продуктом выветрившихся горных пород. По условиям образования (отложения, переноса частиц) различаются следующие грунты:

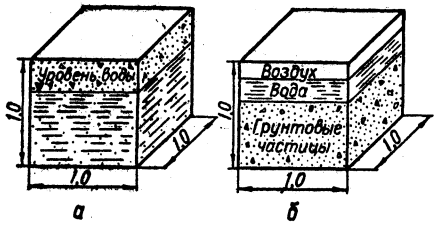


Рис. IV.2. Схема трехфазного строения грунта:
а — скелет грунта; *б* — отдельные фазы.

элювиальные — грунты, возникшие при выветривании пород и оставшиеся на месте своего происхождения. Частицы этих грунтов отличаются остроугловатой (неокатанной формой);

аллювиальные — грунты, осевшие из текущей воды на дне долин, оврагов, рек. Частицы их отличаются меньшей или большей окатанностью в зависимости от длины пройденного ими пути до места отложения — образования;

ледниковые — грунты, перенесенные к месту своего образования движущимися льдами, талыми водами ледников и отличающиеся большим разнообразием размеров частиц;

морские, лагунные, озерные — грунты, осевшие в спокойной воде и характеризующиеся очень мелкими размерами частиц.

Графически единица объема грунта (рис. IV.2, *а*), в котором содержатся все три фазы, может быть разделена на три части (рис. IV.2, *б*), показывающие объемное содержание в нем минеральных частиц, воды и воздуха. Размеры и форма частиц и пор и общий объем пустот и воды в единице объема грунта могут быть разные, чем и объясняется большое разнообразие свойств грунтов основания.

Строительные свойства грунтов основания с увеличением размеров и уменьшением их окатанности повышаются. Наличие мелких частиц отрицательно влияет на строительные свойства грунтов. При большом содержании пылеватых фракций грунт легко размывается и становится рыхлым.

ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

Основные физические свойства грунтов

Основными физическими (объективными) свойствами грунта являются: объемный вес грунта, плотность грунтового скелета, влажность и связность грунта, водопроницаемость, гранулометрический состав и состав минеральных частиц грунтового скелета. Эти свойства, как правило, определяются в лабораторных условиях путем исследования образцов, взятых на строительной площадке в их естественном залегании, т. е. с ненарушенной структурой и естественной влажностью. Исходным данным для лабораторных исследований образцов грунта служит его объемный вес γ_0. Эта величина, как правило, определяется непосредственно на строительной площадке, так как вода в образце подвергается испарению, меняет его вес и влияет на точность результатов исследо-

вания. По объемному весу образца путем вычислений определяются плотность, влажность и другие свойства.

Плотность (рыхлость) грунтов оценивается коэффициентом пористости ε — отношением объема пустот к объему минеральных частиц в единице объема грунта с ненарушенной структурой. Величина коэффициента пористости характеризует (ориентировочно) строитель-

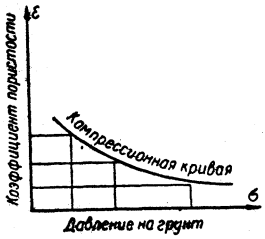


Рис. IV.3. График зависимости пористости грунтов основания и осадки от давления под подошвой $\varepsilon = f(\sigma)$.

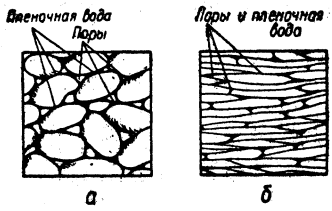


Рис. IV.4. Положение капиллярной воды в порах грунтов:
а — песчаных; *б* — глинистых.

ные свойства грунтов основания. Так, чем меньше величина ε, тем плотнее грунт, меньше деформативность — осадка грунта под влиянием нагрузки, а следовательно, тем больше его несущая способность. Зависимость коэффициента пористости грунтов основания ε от давления σ, оказываемого весом здания на грунт, показана на компрессионной кривой (рис. IV.3).

Влажность грунтов выражается отношением объема воды в порах к общему объему пустот в единице объема грунтового скелета. Степень влияния влажности на несущую способность основания зависит от структуры (формы) частиц грунтового скелета и их размеров. Влажность оказывает большое влияние на несущую способность грунтов основания, состоящих из мелкозернистых и чешуйчатых минеральных частиц (глинистых, илистых), и весьма малое влияние на крупнозернистые грунты.

Связность грунта зависит: от формы и размеров частиц грунта, удельной поверхности соприкасания частиц между собой и влажности грунта. Как известно, при соприкасании частиц грунтового скелета с водой вода поднимается по капиллярным ходам, образуются водоколлоидные связи (пленки), создающие взаимное притяжение частиц между собой. При одной и той же влажности силы притяжения увеличиваются с уменьшением (утонением) размеров водоколлоидных пленок и с увеличением удельной площади соприкасания частиц. Различают грунты с малой и большой связностью.

Малой связностью отличаются грунты зернистой структуры (рис. IV. 4, *а*). Их грунтовой скелет имеет большую пористость и малую удельную поверхность соприкасания между частицами. Поэтому грунты зернистой структуры обладают малой силой взаимного притяжения минеральных частиц, т. е. малой связностью. По мере испарения воды грунтовой скелет из зернистых частиц теряет свою связность и при незначительном воздействии на него силы рассыпается. Вот почему грунты зернистой структуры рассматриваются как сыпучие, частицы которых находятся в простом соприкосновении.

Большой связностью отличаются грунты, которые имеют слоистую чешуйчатую структуру (частицы размером меньше 0,005 *мм*; рис. IV.4, *б*)

с большой удельной поверхностью соприкасания между частицами и с мельчайшими порами — ходами. В таком грунтовом скелете вода заполняет все поры и образует тонкие водоколлоидные пленки, обволакивающие частицы скелета. Благодаря этому создается взаимное притяжение частиц и грунт приобретает способность не рассыпаться как во влажном, так и в сухом состоянии. По мере испарения влаги промежутки между частицами уменьшаются (пленки утоняются) и силы притяжения еще возрастают; с увеличением влажности силы притяжения между частицами ослабляются. Такие грунты рассматриваются как связные.

Водопроницаемость — движение воды через слой грунта — характеризуется коэффициентом фильтрации (скоростью движения), выражаемым в *см/сек* или *м/ч*. Величина коэффициента фильтрации зависит от гранулометрического состава и размеров частиц грунта. Фильтрация возрастает с увеличением частиц грунтового скелета (песчаные грунты) и снижается с уменьшением размеров частиц грунта (илистые и глинистые грунты).

По минеральному составу грунтового скелета и процентному содержанию чешуйчатых (глинистых) частиц грунты оснований подразделяются на такие группы: песчаные, супеси, суглинки и глинистые. Кроме указанных грунтов, в качестве оснований служат крупнообломочные и скальные грунты, встречающиеся значительно реже.

Песчаные грунты

Песчаные грунты относятся к группе сыпучих. Они состоят из минеральных зернистых частиц различной крупности размером 0,05—2,0 *мм* и представляют продукт механического разрушения (выветривания) горных пород. Главными минеральными компонентами песчаных грунтов являются кварц и полевой шпат, отличающиеся большой прочностью. Благодаря зернистому строению песчаные грунты обладают большим коэффициентом фильтрации, т. е. водопроницаемостью.

Основными характеристиками песчаных грунтов, определяющими их строительные качества и несущую способность, являются, как было указано выше, размеры зерен, плотность и влажность.

Зерновой состав песчаных грунтов определяется размерами минеральных частиц, составляющих грунтовой скелет. По нормам песчаные грунты в зависимости от гранулометрического состава делятся на крупнообломочные и песчаные; эти виды в свою очередь подразделяются по крупности и весу.

Для установления наименования грунта по зерновому составу последовательно суммируют проценты содержания частиц исследуемого грунта сначала крупнее 10 *мм*, затем крупнее 2 *мм* и т. д. Наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований, приведенных в табл. IV.1.

Плотность песчаных грунтов изменяется в сравнительно малых пределах. Она зависит от соотношения размеров зерен и их размещения. Свеженасыпанный песок всегда рыхлый. Его можно уплотнить встряхиванием (при сухом состоянии), трамбованием, вибрированием.

При тщательном вибрировании песок укладывается так плотно, что даже значительные статические нагрузки от веса здания вызывают весьма малое дополнительное уплотнение, поэтому такие пески по прочности могут быть приравнены к пескам естественного залегания с нетронутой структурой. Наибольшую плотность имеют пески разной

Таблица IV. 1

Виды крупнообломочных и песчаных грунтов

Виды грунтов	Размер частиц в *мм*	Количество частиц в проц. от веса сухого грунта
Крупнообломочные		
Щебенистый грунт (при преобладании окатанных частиц — галечниковый)	Крупнее 10	Более 50
Дресвяный грунт (при преобладании окатанных частиц — гравийный)	» 2	» 50
Песчаные		
Гравелистый песок	» 2	» 25
Крупный песок	» 0,5	» 50
Средней крупности песок	» 0,25	» 50
Мелкий песок	» 0,1	» 75
Пылеватый песок	» 0,1	Менее 75

крупности зерен, когда более мелкие частицы заполняют пустоты между крупными зернами.

По степени плотности песок бывает плотный, средней плотности и рыхлый в зависимости от величин коэффициентов ε (табл. IV.2).

Таблица IV. 2

Коэффициенты пористости ε песчаных грунтов

Виды песчаных грунтов	Плотность сложения грунтов		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$\varepsilon<0,55$	$0,55<\varepsilon<0,70$	$\varepsilon>0,70$
Пески мелкие	$\varepsilon<0,60$	$0,60<\varepsilon<0,75$	$\varepsilon>0,75$
Пески пылеватые	$\varepsilon<0,60$	$0,60<\varepsilon<0,80$	$\varepsilon>0,80$

Влажность песчаных грунтов так же, как и плотность, колеблется в небольших пределах. Наибольшее количество воды в песке равно объему в нем пустот; излишняя вода располагается выше поверхности песка. По степени влажности песчаные грунты называются маловлажными, если вода заполняет не более 50% всего объема пор; очень влажными, если вода заполняет 50—80% всего объема пор; насыщенными водой — если вода заполняет более 80% всего объема пор.

Указанные характеристики оказывают влияние на строительные свойства песчаных грунтов и на несущую способность основания. Так, чем крупнее зерна и плотнее грунт, тем меньше его осадка под влиянием нагрузки и тем больше его несущая способность. Наличие воды значительно снижает несущую способность основания из мелких и пылеватых песков, но оказывает малое влияние на грунт из крупного песка или на гравелистый грунт.

Песчаные грунты могут служить надежным основанием, способным нести значительные нагрузки, если они залегают слоем достаточной толщины (не менее ширины или полуторной ширины подошвы фундаментов), имеют необходимую плотность и не подвержены действию текучей воды.

Рыхлые песчаные грунты значительно сжимаются (деформируются) под действием нагрузки и дают большие и неравномерные осадки, вследствие чего не могут служить основанием под более или менее ответственные здания.

В качестве основания часто применяют свеженасыпанный песок, уплотненный вибрированием или трамбованием небольшими слоями по 15—20 *см*. Последнее возможно лишь при условии, что подстилающий слой грунта водопроницаем, так как одновременно с трамбованием песок необходимо поливать водой. Величины нормативных давлений на основание из песчаных грунтов приведены в табл. IV.6.

Глинистые грунты

Глинистые грунты относятся к группе связных. Они являются продуктом механического распада и химического разложения горных пород. Глинистые грунты представляют собой мельчайшие частицы чешуйчатого строения (слюда, хлорит и др.) размером менее 0,005 *мм* и песчаных — зернистых частиц разных размеров.

Чешуйчатая и мелкозернистая (пылеватая) фракции глинистых грунтов имеют большую удельную поверхность соприкасания и тонкие капилляры (см. рис. IV.4, *б*). Такое строение грунтового скелета и наличие пленок воды, обволакивающей частицы, придают глинистым грунтам связность, пластичность (см. стр. 211) и способность деформироваться под влиянием нагрузки без появления трещин на поверхности. Связность глинистых грунтов увеличивается с уменьшением влажности. Глинистые грунты благодаря своей структуре обладают малым коэффициентом фильтрации и слабой водопроницаемостью, которая увеличивается с увеличением размеров и количества зернистых частиц.

По процентному содержанию глинистых частиц различают глины, суглинки и супеси, а по размерам песчаных частиц — глинистые и глинистопылеватые грунты.

Состояние глинистых грунтов характеризуется консистенцией — влажностью W в естественном залегании.

По консистенции глинистые грунты подразделяются на твердые, пластичные и текучие. При этом по мере насыщения водой твердые глинистые грунты размягчаются и переходят сначала в пластичное, затем в текучее состояние. Процентное содержание воды при переходе из одной консистенции в другую является пределом (границей) пластичности.

Каждый вид глинистого грунта имеет два предела пластичности. Нижний предел $W_р$ соответствует минимальной влажности, при которой грунт из твердого состояния переходит в пластичное, и называется границей раскатывания. Верхний предел $W_т$ соответствует максимальному проценту влажности, при котором глинистый грунт переходит из пластичного состояния в текучее. Разность влажностей между верхним и нижним пределами пластичности $W_п = W_т - W_р$ называется числом пластичности. Число пластичности показывает влажности, в пределах которых образец грунта находится в пластичном состоянии. Оно зависит от зернового состава и увеличивается с увеличением глинистых фракций. По числу пластичности глинистые грунты подразделяются на следующие виды:

Супесь	$1 < W_п < 7$
Суглинок	$7 < W_п < 17$
Глина	$W_п > 17$

Так, например, если природная влажность грунта равна $W=28\%$, влажность нижнего предела пластичности $W_р=21\%$, верхнего $W_т=48\%$ и число пластичности $W_п=48-21=27\%$, то это указывает на то, что, во-первых, грунт принадлежит к виду глинистых, так как число пластичности $W_п=27>17$, и, во-вторых, глина находится в пластичном состоянии, так как природная влажность ее — между верхним и нижним пределами пластичности ($48>28>21$).

Число пластичности глинистых грунтов является условной характеристикой, определяющей их строительные свойства — плотность, влажность и несущую способность. С уменьшением влажности плотность возрастает, а сжимаемость уменьшается.

Для оценки состояния влажности глинистых грунтов служит коэффициент консистенции B

$$B=\frac{W-W_р}{W_п}.$$

По величине B различают глинистые непросадочные грунты:

Супеси

Твердые	$B<0$
Пластичные	$0<B<1$
Текучие	$B>1$

Суглинки и глины

Твердые	$B<0$
Полутвердые	$0<B<0,25$
Тугопластичные	$0,25<B<0,5$
Мягкопластичные	$0,5<B<0,75$
Текучепластичные	$0,75<B<1$
Текучие	$B>1$

Из изложенного видно, что физические свойства песчаных грунтов существенно отличаются от физических свойств глинистых грунтов. Следовательно, эти грунты отличаются друг от друга и строительными качествами:

1) влажность песчаных грунтов колеблется от 0% (сухой песок) до 30—45% (насыщенный водой песок), т. е. процент влажности песчаных грунтов при полном насыщении равен проценту пустотности и их объем не изменяется с увеличением влажности. В глинистых же грунтах влажность колеблется от 3 (сухая глина) до 80—90% (разжиженная глина), причем по мере насыщения их водой объем глинистых грунтов значительно увеличивается за счет изменения объема пустот между частицами — утолщения заполненных водой капилляров.

2) плотность песчаных грунтов (за исключением мелкозернистых и пылеватых) не зависит от влажности песка; песчаный грунт может быть насыщенным водой и одновременно плотным. Плотность же глинистых грунтов является функцией давления и влажности, так как сухая глина всегда плотная, и влажная или насыщенная водой всегда пластична или соответственно текучая;

3) в песчаных грунтах силы взаимодействия между частицами весьма малы (влажный песок) или отсутствуют (сухой), потому песчаные грунты сыпучи. Глинистые же грунты благодаря водоколлоидным пленкам, обволакивающим частицы, обладают силами взаимодействия — связностью;

4) уплотнение и осадка песчаных грунтов происходит одновременно с приложением силы, а глинистых грунтов — постепенно, в течение длительного времени после приложения нагрузки.

5) песчаные грунты водопроницаемы, глинистые — водонепроницаемы или слабоводопроницаемы (суглинки) в зависимости от процентного содержания в них зернистых частиц и их диаметров.

Данные исследований песчаных и глинистых грунтов должны содержать также сведения о наличии растительных остатков (торфа, перегноя и т. п.), если в образцах этих грунтов, высушенных при температуре 100—105°, содержатся растительные остатки более 3% по весу от минеральной части для песчаных грунтов и более 5% — для глинистых грунтов. При содержании растительных остатков меньше 10% их называют грунтами с примесью органических веществ; при содержании растительных остатков 10—60% — заторфованными грунтами, меньше 60% — торфами.

Просадочные (макропористые) грунты

Макропористые грунты по зерновому составу относятся к группе пылеватых суглинков. В них, кроме пор, присущих всем грунтам и зависящих от их гранулометрического состава, имеются поры в виде вертикальных трубок диаметром 0,2—2 *мм*, образовавшихся в результате выщелачивания солей или от остатков корней растений, т. е. они обладают макропористой структурой с большим объемом пустот (до 44—54%). Вследствие такого строения грунтового скелета макропористые грунты при замачивании их водой получают под влиянием нагрузки от веса здания большие и резкие осадки провального характера. Такие грунты являются неустойчивыми — просадочными. Основанием они могут служить только после проведения некоторых строительных мероприятий, обеспечивающих нормальные осадки грунтов и здания.

Наряду с этим имеются макропористые грунты естественного залегания, которые за время своей истории под влиянием веса вышележащих пластов, а также вследствие многократного смачивания дождевыми, талыми или грунтовыми водами (при изменении своего уровня) уплотнились до такой степени, что под влиянием нагрузки от веса здания получают осадки, не превышающие по величине осадки материковых грунтов. Такие грунты считаются устойчивыми — непросадочными.

Согласно указаниям СНиП II-Б.2—62 грунтовые условия строительных площадок в зависимости от возможности проявления просадки грунта от его собственного веса при замачивании подразделяются на два типа:

I тип, для которых просадка грунта от собственного веса практически отсутствует и если она не превышает 5 *см*;

II тип, для которых возможна просадка грунтов от собственного веса и величина ее превышает 5 *см*.

Просадочные свойства макропористых грунтов характеризуются величиной относительной просадочности $\delta_{пр\,l}$, определяемой по формуле

$$\delta_{пр\,l} = \frac{h - h'}{h_0}, \qquad (IV.1)$$

где h — высота образца грунта природного сложения и влажности в *см*, обжатого в условиях невозможности бокового расширения давлением P_l, равным давлению от веса здания и собственного веса вышележащего грунта (с учетом веса воды);

h' — высота того же образца грунта в *см* после пропуска через него воды при сохранении давления P ;

h_0 — высота в *см* того же образца грунта природной влажности, обжатого давлением, равным природному, без возможности бокового расширения.

При подсчете просадки просадочная толща разбивается на отдельные слои h в соответствии с литологическим разрезом. При этом изменение суммарного давления в пределах выделенного слоя h_i не должно превышать 1 *кг/см*^{2}.

Возможная величина просадки основания здания определяется по формуле

$$\Delta = \sum_{1}^{n} \delta_{\text{пр}\,i} h_i. \qquad \text{(IV.2)}$$

Относительная просадочность грунта $\delta_{\text{пр}i}$ в формуле (IV.2) определяется для каждого слоя толщиной h_i в пределах всей толщи при давлении P_i, равном сумме природного давления и избыточного давления от фундамента здания в середине рассматриваемого слоя.

Прочность, устойчивость и эксплуатационная пригодность зданий, возводимых на просадочных грунтах, обеспечиваются следующими строительными мероприятиями:

1) устранением просадочных свойств в пределах части или всей толщи просадочных грунтов или прорезкой этой толщи фундаментами здания;

2) предохранением просадочных грунтов в основании от замачивания путем отвода поверхностных вод и устранения возможности просачивания в грунт производственных или хозяйственных вод с устройством системы контроля;

3) применением конструкций зданий, специально приспособленных к просадкам основания.

Прорезка всей толщи просадочных грунтов может быть осуществлена заглублением фундаментов здания, устройством свайного фундамента, применением столбов или лент из грунта, закрепленного силикатизацией.

Скальные грунты

Скальные грунты относятся к группе твердых. Минеральные частицы скальных грунтов сцементированы между собой веществом, которое заполняет пустоты между частицами и образует твердое тело. Прочность скальных грунтов зависит от минералогического состава частиц, их твердости и растворимости, степени заполнения пор цементирующим веществом и прочности вещества. Показатели механической прочности скальных грунтов колеблются в больших пределах — от марки камня 1000 и более (граниты, базальты, песчаники и др. с однородной мелкозернистой структурой и кремнистой цементацией) до марки камня 50 и менее (ракушечник, туф и др.).

Скальные грунты практически не сжимаемы под влиянием давления на них веса здания. Если породы нерастворимы, они являются наилучшим видом основания. При ответственных зданиях и больших нагрузках по подошве выветрившиеся части пород либо удаляются, либо цементируются в одну массу. Если напластование породы наклонено, то поверхность обрабатывается в виде уступов.

При растворимых породах (гипсовых, ангидритовых, соляных) опасным является образование пустот и провалов. В этих случаях к выбору площадки следует подходить с большой осторожностью.

ГРУНТОВЫЕ ВОДЫ

Грунтовые воды образуются в результате инфильтрации осадков и поверхностных вод. Они скопляются в водоносных (песчаных) слоях, расположенных над водоупорными (глинистыми или скальными), и встречаются на различной глубине от поверхности земли.

Различают поток (движение) грунтовых вод и бассейн. Поток грунтовых вод направлен в сторону понижения — по уклону водоупора. Причиной движения является стремление воды занять наиболее низкое положение. Скорость движения зависит от фильтрующих свойств грунта и уклона потока. Уровень грунтовых вод вблизи водоемов (рек, озер, каналов и др.) обычно связан с колебаниями в них уровня воды, и движение этих грунтовых вод происходит обычно в сторону водоема; в некоторых случаях в зависимости от времен года движение грунтовой воды может иметь обратное направление — от водоема. Следует иметь при этом в виду, что при высоких скоростях движения грунтовые воды захватывают и уносят с собой мелкие частицы водоносного слоя, уменьшая этим его плотность и несущую способность. Во втором случае движение грунтовых вод не имеет места, так как вода приурочена к депрессии поверхности водоупора.

Бывают случаи, когда водоносный слой перекрыт водоупорным пластом. Такие межпластовые воды при определенных условиях создают давление на верхний водоупорный слой и возможность прорыва его в местах котлованов для фундаментов напорными водами Проверка может быть произведена по приближенной формуле

$$H_0 \leqslant 2h_0, \qquad \text{(IV.3)}$$

где H_0 — высота напора воды;

h_0 — расстояние от дна котлована до подошвы водоупорного слоя.

Грунтовые воды могут растворять некоторые горные породы, соль, гипс, ангидрид, мел, известняк, доломит. Следствием такой деятельности грунтовых вод является образование подземных пещер (карстовые явления). Грунтовые воды способствуют также образованию оползневых явлений, обвалов и т. д.

Вот почему наряду с геологическими изысканиями должны быть выявлены и гидрогеологические данные: наличие или отсутствие грунтовых вод, их движение и химический состав, так как грунтовые воды во многих случаях могут оказаться агрессивными по отношению к бетонным и железобетонным подземным частям зданий и сооружений.

На практике различают случаи, когда грунтовые воды расположены ниже или выше подошвы фундамента. В первом случае, когда уровень грунтовых вод ниже подошвы фундамента и скорость их движения невелика, грунтовые воды не оказывают существенного влияния на прочность основания. Во втором случае, когда уровень грунтовых вод находится выше подошвы фундамента, несущая способность мелкого и пылеватого песка основания снижается. При этом, если грунтовые воды имеют большой уклон и большую скорость движения, мелкие частицы грунта при наличии вблизи канав или траншей могут быть вынесены из-под подошвы, что уменьшает плотность грунтов.

Уменьшение плотности грунтов основания и снижение его несущей способности возможно также тогда, когда рытье котлованов под фундамент производится с водоотливом. В этом случае, вследствие одностороннего давления грунтовой воды, мелкие частицы грунтов основания выносятся из днища котлована.

Таким образом, если грунты основания содержат мелкие частицы (мелкий песок, ил), а уровень грунтовых вод на площадке выше подош-

вы фундамента проектируемого здания, следует предварительно искусственно понизить уровень грунтовых вод. Для этого лучше всего применять иглофильтры, которые размещаются по контуру на некотором расстоянии от здания.

Во многих случаях грунтовые воды перехватываются шпунтовым ограждением или дренажной системой, преграждающими путь движению воды и доступ ее к строительной площадке. При благоприятном сочетании геологического строения и рельефа местности грунтовые воды отводятся в более пониженные места — водоемы, овраги.

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЯ В ГРУНТАХ ОСНОВАНИЯ

Грунты основания испытывают два вида давления: бытовое $\sigma_б$, возникающее в грунтах под влиянием веса вышележащих слоев, и дополнительное σ, возникающее под влиянием нагрузок от веса здания. Бытовое давление увеличивается с увеличением глубины залегания. Дополнительное же давление, как показали исследования, уменьшается по мере удаления от подошвы фундаментов в глубь грунтов. Схема распределения давления в толще грунтов (по оси фундамента) показана на рис. IV.5.

Ординаты эпюр давления σ на любой глубине h_i от подошвы отложены условно в горизонтальном направлении от вертикальной оси фундамента. Слева от оси показана эпюра $\sigma_б$, справа от оси — эпюра σ. Глубину h, где давление от веса здания σ_h составляет 20% бытового $\sigma_б$, принято рассматривать **нижней границей** сжимаемой толщи грунтов основания, а слой грунта от подошвы до этой границы — **сжимаемой толщей**.

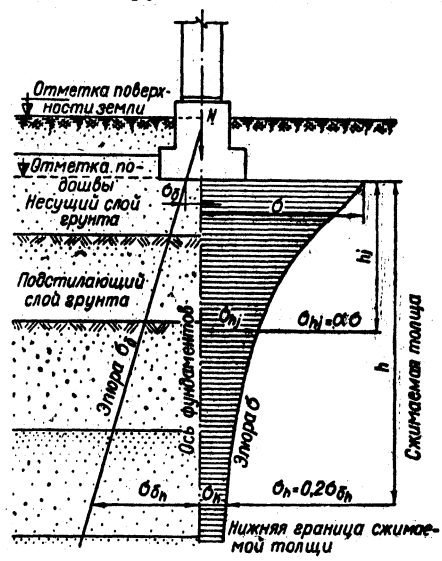


Рис. IV.5. Бытовые $\sigma_б$ и дополнительное σ давления в грунте в пределах сжимаемой толщи.

Давление σ непосредственно под подошвой фундамента распределяется неравномерно. Форма эпюры σ зависит от рода грунтов, размеров фундамента в плане и имеет седлообразный или параболический вид (рис. IV.6). Однако при небольшой ширине ленточных фундаментов

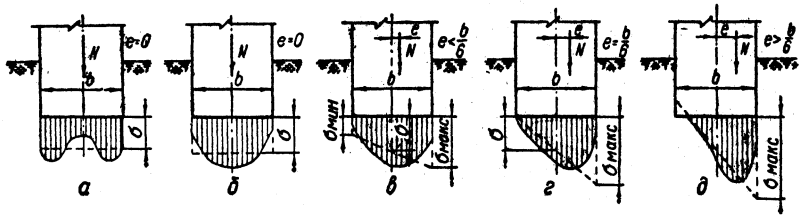


Рис. IV.6. Эпюры давления грунтов под подошвой:

а — при глинистых грунтах; *б* — при песчаных грунтах; *в* — при внецентренной нагрузке, когда $e<\frac{b}{6}$; *г* — при внецентренной нагрузке, когда $e=\frac{b}{6}$; *д* — при внецентренной нагрузке, когда $e>\frac{b}{6}$.

гражданских зданий, согласно указаниям СНиП II-Б. 1—62, можно не учитывать криволинейного характера эпюры давлений, так как это оказывает малое влияние на размеры фундамента, но очень усложняет расчет. Поэтому в строительной практике, в особенности при расчете ленточных фундаментов гражданских зданий, принято для упрощения пренебрегать упругостью основания и считать, что давления от фундаментов на грунты основания распределяются по закону прямой линии. При этом условно принимают, что эпюра давления непосредственно под подошвой фундамента в зависимости от величины эксцентриситета e имеет при центральном сжатии форму прямоугольника (см. рис. IV.6 *а* и *б* пунктир), при внецентренном — форму трапеции (рис. IV.6, *в*) или треугольника (рис. IV.6, *г* и *д*).

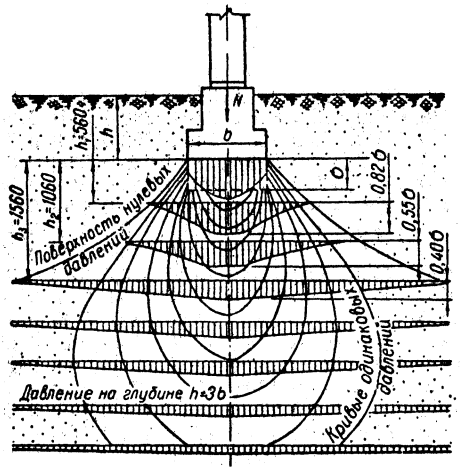


Рис. IV.7. Эпюры распределения давления в толще грунтов и изобары.

Все сказанное относится к ленточным фундаментам банкетного типа с равномерной нагрузкой, не работающим на изгиб в продольном направлении (под здания с массивными стенами). Ленточные фундаменты, нагруженные сосредоточенными силами (реакциями колонн), следует рассчитывать с учетом упругих свойств грунтов основания. Если не учитывать упругих свойств грунта, то это может привести к значительным ошибкам и не всегда в запас прочности.

Кроме давления непосредственно под подошвой, проектировщику необходимо также знать закон распределения давления от фундаментов в толще грунтов на глубине двух- или трехкратной ширины подошвы (в пределах сжимаемой толщи). Эти действующие в грунтах давления нужны при определении осадки здания и при проверке прочности подстилающего слоя грунта, если последний слабее несущего, залегающего непосредственно под подошвой фундамента.

Как было указано выше, давление σ распределяется в глубину и по ширине основания, причем неравномерно как по горизонтальным, так и по вертикальным сечениям. На рис. IV.7 показаны эпюры давления σ в обжимаемой толще грунтов по горизонтальным сечениям на различных глубинах ($h_1=0{,}50\,b$; $h_2=1{,}0\,b$; $h_3=1{,}5\,b$ и т. д.), выраженных в единицах ширины подошвы фундаментов b. Ординаты эпюр зависят от давления σ под подошвой. Они даны справа и для ленточного фундамента соответственно равны: $\sigma_{h_1}=0{,}82\,\sigma$; $\sigma_{h_2}=0{,}55\,\sigma$; $\sigma_{h_3}=0{,}40\,\sigma$ и т. д.

Таким образом, зная среднее давление σ под подошвой и отношение глубины заложения рассматриваемой горизонтальной площадки к ширине подошвы $h_i : b$, можно легко определить давление в грунтах на любой глубине h_i по формуле

$$\sigma_{hi}=a\sigma, \qquad \text{(IV.4)}$$

где a — коэффициент, принимаемый по табл. IV.3, в зависимости от величины $m=\frac{2h_i}{b}$ (отношение удвоенной глубины $2\,h_i$ к ширине подошвы b) и величины $n=\frac{a}{b}$ (отношения размеров фундамента в плане).

Таблица IV. 3

Величины коэффициента α

m	Круглые фундаменты	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон n											Ленточные фундаменты при $n>10$
		1	1,2	1,4	1,6	1.8	2	2,4	2,8	3,2	4	5	
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,878	0,879	0,880	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,214	0,233	0,248	0,270	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,203	0,218	0,239	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,787	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,063	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,098	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
9,2	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126
11,0	0,011	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	0,033	0,040	0,044	0,050	0,060	0,071	0,114
12,0	0,009	0,015	0,018	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,038	0,044	0,051	0,060	0,104

Примечание. Для промежуточных значений m и n величина коэффициента α определяется интерполяцией.

На рис. IV.7 показаны изобары — точки в грунте основания, испытывающие одинаковое по величине давление.

Исследования показали, что вид грунта оказывает малое влияние на характер распределения давления в толще грунтов. Размеры и форма фундаментов в плане существенно влияют на распределение давления в грунтах. Так, давление на глубине $h=b$ ниже подошвы при квадратном в плане фундаменте равно 34%, а при ленточном — 55% от давления σ под подошвой (табл. IV.3).

МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

К основным механическим свойствам относятся: сопротивление грунта сдвигу и сопротивление грунта сжатию. Эти свойства характеризуют деформативность грунтов основания и их несущую способность.

Сопротивление грунта сдвигу. Трение между частицами грунтов отклоняет давление P от веса здания под углом Θ к вертикали (рис. IV.8). Вследствие этого возникают нормальные к площадке $A—B$ напряжения σ и касательные τ. Касательные напряжения τ зависят от величины внешней нагрузки P и угла Θ и увеличиваются с увеличением P и угла Θ. По величине они равны

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \Theta + c^{н}, \qquad (IV.5)$$

где $c^н$ — нормативное удельное сцепление грунта для глин или нормативный параметр линейности для песчаных грунтов.

Нормальные напряжения σ сжимают — уплотняют грунты основания, и здание оседает. Касательные напряжения τ стремятся сдвинуть частицы грунта вниз по площадке A—B. Сдвигу грунтов сопротивляются в сыпучих грунтах трение, в связных — трение и сцепление. Величина сопротивления грунта сдвигу (сила трения) равна σf, где f — коэффициент трения. Сила трения направлена в сторону, обратную направлению касательных напряжений τ, и препятствует сдвигу частиц грунта вниз по площадке A—B. Коэффициент трения f зависит от вида грунта и равен тангенсу угла внутреннего трения грунта

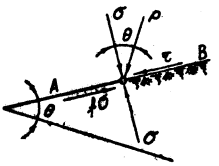


Рис. IV.8. Нормальное σ и касательное τ напряжения в грунтах, возникающие под влиянием давления P; реакция σ, нормальная к площадке A—B, и сила трения $f\sigma$.

$$\varphi : f = \operatorname{tg} \varphi.$$

Как показали исследования, каждому виду грунта соответствует свой угол внутреннего трения φ и коэффициент трения f. Когда сопротивление сдвигу σf становится равным сдвигающей силе τ, угол Θ становится равным углу φ. Причем, с увеличением угла φ увеличивается сопротивление грунта сдвигу. Поэтому предельное напряжение в грунте возникает, когда угол Θ будет равен углу φ. Итак, оценкой сопротивления грунта сдвигу служит угол внутреннего трения грунта φ.

Сопротивление грунта сжатию. Как было указано, сжимаемость грунтов основания зависит в основном от их плотности (от коэффициента пористости ε). Чем меньше коэффициент пористости, тем меньше деформативность — сжимаемость грунта и тем больше его несущая способность. Исследование сжимаемости производится обычно в лабораторных условиях на компрессионном приборе над образцами грунта, взятыми на строительной площадке с ненарушенной структурой. Образец грунта подвергается обжатию нагрузкой, возрастающей ступенями, и строится компрессионная кривая (см. рис. IV.3). На кривой показана зависимость между деформациями ε (изменения коэффициента пористости) и напряжением σ (нагрузкой). По кривой $\varepsilon = f(P)$ судят о сжимаемости грунтов основания.

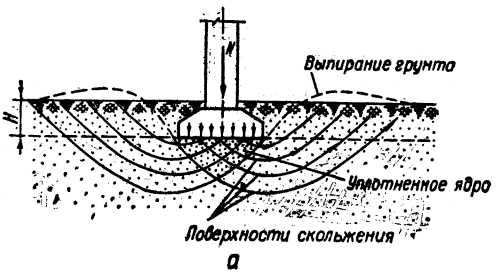
Лабораторные исследования сжимаемости грунтов не отвечают всем природным условиям, влияющим на их осадку. Поэтому при строительстве ответственных зданий лабораторные исследования на сжимаемость дополняются испытанием грунтов статической нагрузкой непосредственно на площадке. Исследования производятся в шурфах, котлованах жесткими штампами на отметках намеченной глубины заложения подошвы фундамента.

На растяжение грунты основания практически не работают, поэтому касательные напряжения в грунтовой среде возникают не только при наличии горизонтальной или наклонной нагрузки, но также и при вертикальной, что отличает сыпучее тело (грунтовую среду) от твердого тела.

ПРЕДЕЛЬНОЕ РАВНОВЕСИЕ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

Пока угол Θ отклонения силы P от вертикали и площадки A—B от горизонтали (см. рис. IV.8) меньше φ — угла внутреннего трения, внешнее давление P уравновешивается реакциями составляющих σ и τ, не вызывая сдвигов частей грунта по площадке A—B. По мере увеличения

наклона площадки $A—B$ к горизонтали наступает момент, когда угол θ становится равным углу φ. При угле $\theta=\varphi$ сдвигающая сила τ становится равной силе трения σf (сопротивления грунта сдвигу) и наступает состояние предельного равновесия грунтов осно-



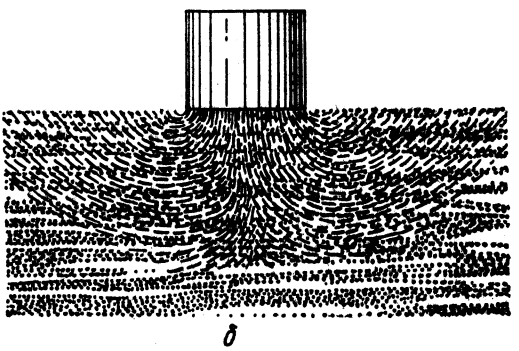


Рис. IV.9. Схема деформаций грунтов основания:
а — поверхности скольжения; *б* — траектории перемещения частиц песка под подошвой модели.

вания. Давление P и осадка S, соответствующие этому равновесию, являются предельным давлением $P_{пр}$ и предельной осадкой $S_{пр}$ для данного вида грунта.

Согласно нормам СНиП II-Б.1—62, основания зданий рассчитываются по предельному равновесию, так как при нем полностью используется несущая способность грунтов основания.

Предельное равновесие обусловлено тем, что даже незначительное превышение сдвигающей силы τ сопротивления сдвигу σf приводит к нарушению равновесия грунтов основания, к появлению поверхностей (рис. IV.9, *а*), по которым происходит скольжение верхней части грунта относительно нижней — сдвиги грунта из-под подошвы фундамента в стороны. Траектории перемещения частиц песка под подошвой незаглубленной модели * показаны на рис. IV.9, *б*. В результате сдвигов грунты основания деформируются, уплотняются, оседают, и вместе с ними оседают и деформируются фундаменты и наземная часть здания. Для

* М. М. Минцковский. О траекториях перемещения частиц песка под подошвой незаглубленной модели. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1961, № 4.

каждой конструкции допустимые деформации зависят от ее чувствительности к неравномерным осадкам.

Таким образом, предельное равновесие грунтов основания определяют из условия прочности и устойчивости возводимых на них зданий.

Предельное равновесие и соответствующие ему предельные давления $P_{пр}$ и осадки $S_{пр}$ зависят от угла внутреннего трения грунта φ. Чем больше угол φ, тем больше сопротивление сдвигу, сжатию и несущая способность грунтов основания. Угол внутреннего трения φ, как было указано выше, зависит от рода грунта и его физических свойств — плотности, влажности и др. Изменяя физические свойства грунтов (рыхлость — путем уплотнения, влажность — дренированием), можно значительно улучшить механические (строительные) свойства грунтов основания — увеличить сопротивление сдвигу и уменьшить сжимаемость — осадку S при действии на них давления P.

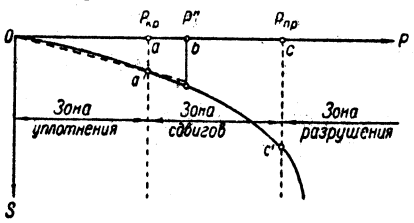


Рис. IV.10. Кривая зависимости осадки грунтов основания S от давления P.

Зависимость между давлением P и деформацией — осадкой S грунтов основания при постепенно возрастающей нагрузке P приведена на графике (рис. IV.10) *. На нем по оси абсцисс отмечены три характерные точки a, b и c давления P, а по кривой S — соответствующие им осадки грунтов S.

Точка a отвечает предельному краевому давлению $P_{кр}$, при котором грунты основания под влиянием нагрузки P уплотняются — получают только вертикальную осадку $S_{пр}$. При этой осадке под краями фундаментов начинают появляться (формироваться) поверхности скольжения, но без нарушения по ним равновесия и без сдвигов грунта в стороны (рис. IV.11, *а*). Участок o—a' кривой S (рис. IV.10) характеризуется почти линейной зависимостью между осадками S и давлением P и представляет зону вертикального уплотнения грунтов основания, а точка a соответствует предельному равновесию грунтов основания по устойчивости.

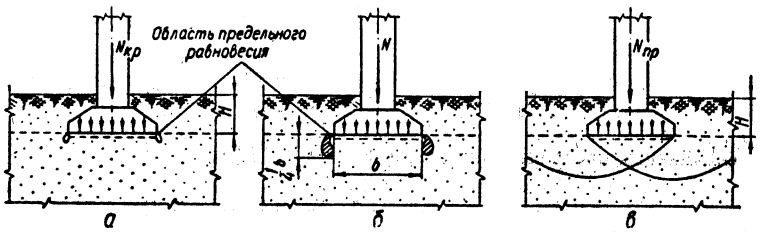


Рис. IV.11. Схемы распространения областей предельного равновесия грунтов основания:

а — при расчете по устойчивости; *б* — при расчете по расчетным сопротивлениям; *а* — при расчете по деформациям.

Точка b (рис. IV.10) отвечает нормативному давлению $P^н$. При этом давлении область предельного равновесия грунта и по-

* Вопрос о предельном равновесии грунтов основания широко освещен в учебнике «Основания и фундаменты» под редакцией чл.-корр. АН СССР проф. К. А. Цитовича (М., Госстройиздат, 1959) и в книге «Основания и фундаменты» проф. Б. Д. Васильева (Л., Госстройиздат, 1955).

верхностей скольжения достигает глубины, равной $^1/_4$ ширины b подошвы фундамента (рис. IV.11, *б*). По величине давление $P^н$ равно нормативному давлению (сопротивлению) $R^н$.

Точка *c* отвечает максимальному — предельному давлению $P_{пр}$. По мере увеличения давления от $P_{кр}$ до $P_{пр}$ грунты основания не только уплотняются и получают вертикальные осадки, но под влиянием касательных напряжений также расширяются; в них развиваются поверхности скольжения, по которым нарушается равновесие и начинаются сдвиги грунтов основания из-под подошвы в стороны. Участок кривой *a′—c′* (рис. IV.10) представляет зону сдвигов грунтов основания, а точка *c′* соответствует предельному равновесию по уплотнению — деформациям грунтов.

По этим предельным состояниям рассчитываются основания зданий.

Если давление под подошвой *P* достигает и начинает превышать предельное максимальное $P_{пр}$, наступает стадия прогрессирующего течения деформаций — стадия разрушения, сопровождающаяся большими осадками грунтов основания. Такие давления и осадки недопустимы ни под одним зданием. При давлении $P_{пр}$ полностью используется несущая способность основания. Вот почему нормативные давления $R^н$ на грунты основания устанавливаются путем деления $P_{пр}$ на коэффициент запаса. При давлении $P > P_{пр}$ происходит выпирание грунтов вокруг фундаментов на поверхность земли, появляются большие деформации в элементах наземной несущей конструкции, связанные с перераспределением в них усилий и возможным при этом появлением дополнительных усилий, не предусмотренных расчетом. Поэтому, чтобы здание при эксплуатации работало в нормальных условиях, производится расчет оснований по деформациям — осадкам, преследующий цель ограничения величин осадок определенными пределами.

РАСЧЕТ ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Естественные основания зданий и сооружений, согласно указаниям норм (СНиП II-Б.1—62), рассчитываются по следующим предельным состояниям:

по второму предельному состоянию (деформациям) — для всех зданий и сооружений, если основание сложено нескальными грунтами;

по первому предельному состоянию (несущей способности) в таких случаях: если на основание передаются регулярно действующие горизонтальные нагрузки (подпорные стенки и др.), если основания ограничены откосами, если основания сложены скальными грунтами.

Расчет оснований по деформациям производится на основное сочетание нагрузок, а расчет оснований по несущей способности — на основное, дополнительное или особое сочетание нагрузок.

Для упрощения расчета сбор нагрузок от неразрезных и рамных конструкций допускается производить без учета неразрезности и перегрузки отдельных опор. Кроме того, при расчете по деформациям разрешается определять суммарную нормативную нагрузку на основание по расчетной нагрузке путем деления последней на коэффициент перегрузки, равный 1,2.

При расчете оснований давление под подошвой фундамента от нормативных нагрузок не должно превышать нормативного давления $R^н$, определяемого по формулам:

при отсутствии подвала

$$R^н = (Ab + BH)\gamma_0 + Dc^н; \qquad (IV.6)$$

при наличии в здании подвала

$$R_п^н = \left(Ab + B\frac{2h + h_п}{3}\right)\gamma_0 + Dc^н; \qquad (IV.7)$$

где A, B и D — безразмерные коэффициенты, зависящие от нормативного угла внутреннего трения $\varphi^н$ (табл. IV.4);

b — меньшая сторона прямоугольной подошвы фундамента в *м*;

H — глубина заложения подошвы от природного уровня грунта (или от планировки срезкой) до подошвы фундамента в *м*;

$h_п$ — приведенная глубина заложения подошвы в помещении с подвалом, определяемая по формуле

$$h_п = c_1 + c_2\frac{\gamma_{оп}}{\gamma_0}; \qquad (IV.8)$$

c_1 — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента в *м* (рис. IV.12);

c_2 — толщина конструкции пола подвала в *м*;

γ_0 — объемный вес грунта, залегающего выше отметки подошвы, в *т/м*³;

$\gamma_{оп}$ — объемный вес материала конструкции пола подвала в *т/м*³;

$c^н$ — нормативное удельное сцепление грунта для глин или нормативный параметр линейности для песков, залегающих непосредственно под подошвой, в *т/м*³ (см. табл. IV.10).

Таблица IV. 4

Величины коэффициентов A, B и D для определения нормативного давления на основание

Коэффициенты	Угол $\varphi^н$ в *град*															
	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	45
A	0,36	0,43	0,51	0,61	0,72	0,84	0,98	1,15	1,34	1,55	1,81	2,11	2,46	2,87	3,37	3,66
B	2,43	2,72	3,06	3,44	3,87	4,37	4,93	5,59	6,35	7,21	8,25	9,44	10,84	12,50	14,48	15,64
D	5,00	5,31	5,66	6,04	6,45	6,90	7,40	7,95	8,55	9,21	9,98	10,8	11,73	12,77	13,96	14,64

Формулы (IV.6) и (IV.7) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Для подошвы фундамента в форме круга или правильного многоугольника значение b принимается $b = \sqrt{F}$, где F — площадь подошвы фундамента данной формы.

Нормативное давление мелких песков, полностью насыщенных водой, принимается с коэффициентом условий работы $m = 0{,}8$, а пылеватых песков $m = 0{,}6$.

При заглублении фундамента ниже подошвы насыпи и давности отсыпки ее более пяти лет в расчетах по деформациям допускается счи-

тать глубину заложения фундаментов H от отметки планировки насыпи.

Как видно из формул и табл. IV.4, нормативное давление на грунт $R^н$ в большой степени зависит от угла внутреннего трения грунта $\varphi^н$ и его пористости ε. Поэтому от геолога требуется, чтобы при определении характеристик грунта величины $\varphi^н$ и ε соответствовали действительным значениям. В этом случае коэффициенты A, B, D, приведенные в табл. IV.4 и вычисленные с относительно большой точностью, позволят правильно определить величину $R^н$ и несущую способность основания.

Не менее важную роль при определении нормативного давления $R^н$ играет глубина заложения подошвы H, так как грунт, расположенный выше подошвы, препятствует выпиранию грунта из-под подошвы. Меньше влияет на величину $R^н$ ширина подошвы фундамента b и практически слабое влияние оказывает сцепление $c^н$.

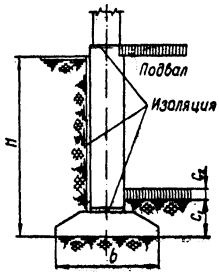


Рис. IV.12. Расчетная схема фундамента при наличии подвала.

Расчет оснований по деформациям состоит из двух этапов:

проверка давлений под подошвой фундамента и сравнение их с нормативным давлением $R^н$;

определение осадок (деформации) фундамента.

На практике расчет оснований зданий и сооружений рекомендуется производить по первому этапу, а затем по деформациям. Такой порядок диктуется тем, что для расчета оснований по деформациям необходимо заранее знать размеры фундаментов в плане и напряжения на грунт непосредственно под подошвой (контактные) и в глубине сжимаемой толщи. Эти величины входят в формулы для расчета оснований по деформациям и определяются предварительно расчетом по нормативным давлениям.

ПРОВЕРКА ДАВЛЕНИЙ ПОД ПОДОШВОЙ ФУНДАМЕНТА

Согласно указаниям норм (СНиП II-Б.1—62) требования расчета оснований гражданских зданий по деформациям считаются удовлетворительными (расчета по деформациям можно не производить), если соблюдены следующие условия:

1) здания многоэтажные прямоугольной формы в плане и постоянной этажности (высотой до пяти этажей включительно) с несущими крупноблочными, кирпичными или другими видами каменных стен, а также со стенами из крупных панелей;

2) среднее давление $\sigma_{ср}$ на грунты основания под подошвой от нормативной нагрузки не превышает нормативных давлений $R^н$, вычисленных по формулам (IV.6) и (IV.7);

3) основание сложено следующими грунтами: пески плотные или глинистые грунты твердой консистенции независимо от характера их залегания и величины суммарных нормативных нагрузок, либо пески (кроме пылеватых) средней плотности, глинистые грунты полутвердой и тугопластичной консистенции или грунты других видов той же сжимаемости. Причем сжимаемость пластов в пределах глубины, равной полуторной ширине фундамента плюс 1 *м*, не увеличивается и уклон пластов не превышает 0,1; по ширине в пределах одного здания (или отдельного блока здания) фундаменты должны отличаться не более чем в 1,5 раза.

При указанных условиях можно ожидать равномерные и небольшие по величине осадки основания, не являющиеся опасными для нормальной службы здания. Поэтому достаточно проверки давлений под подошвой фундамента без последующей проверки по деформациям — осадкам.

Расчет оснований в этом случае производится по формуле

$$\sigma_{ср} \leqslant R^{н}, \qquad (IV.9)$$

где $\sigma_{ср}$ — среднее давление на грунт от нормативной нагрузки в *кг/см²*;

$R^{н}$ — нормативное давление на грунт, определяемое по формулам (IV.6) и (IV.7), равное давлению $P^{н}_{1/4}$ в точке b (см. рис. IV.10).

Как было указано выше, когда давление на грунт под подошвой становится равным $P^{н}_{1/4}$, зона предельного равновесия грунта достигает глубины $h = 1/4\ b$ (см. рис. IV.11, *б*). Давление $P^{н}_{1/4}$ несколько больше краевого давления $P_{кр}$ и значительно меньше предельного $P_{пр}$, т. е. основание, рассчитанное по $P^{н}_{1/4}$, обладает достаточным запасом прочности.

Однако определение величин нормативных давлений $R^{н}$ по формулам (IV.6) и (IV.7) усложняется тем, что они зависят не только от глубины заложения подошвы H — величины, обычно заранее известной (назначаемой по грунтовым условиям), но также от ширины подошвы b, которая сама является искомой величиной, входящей в эти формулы и влияющей на значение $R^{н}$. Приближенное уточнение величины $R^{н}$ в зависимости от ширины фундамента b может выполняться следующим образом: $R^{н}$ определяется по принятой глубине H и при $b = 1{,}0$ *м*, а затем найденная величина $R^{н}$ умножается на коэффициент m_b, помещенный в табл. IV.8.

Пример 1. Определить нормативное давление $R^{н}$ на грунты основания из плотных песков средней крупности ($\varepsilon = 0{,}61$) с объемным весом $\gamma_0 = 1{,}75$ *т/м³*. Глубину заложения подошвы фундамента принимаем по грунтовым условиям $H = 2{,}5$ *м*. Здание без подвала. Нагрузка приложена центрально.

По табл. IV.10 коэффициент $c^{н} = 0{,}01$; угол внутреннего трения $\varphi^{н} = 35°$; по табл. IV.4 при $\varphi^{н} = 35°$ (интерполируя) находим: $A = 1{,}68$; $B = 7{,}73$; $D = 9{,}6$.

По формуле (IV.6) находим величину нормативного давления $R^{н}$ при $b = 1{,}0$ *м*

$$R^{н} = \gamma_0 (Ab_1 + BH) + Dc^{н} = 1{,}75\,(1{,}68 \cdot 1{,}0 + 7{,}73 \cdot 2{,}5) + 9{,}6 \cdot 0{,}01 = 37{,}7\ т/м^2 \text{ или } 3{,}77\ кг/см^2.$$

Найденную величину $R^{н}$ умножаем на коэффициент m_b из табл. IV.8.

Размеры фундаментов могут быть определены по заранее подсчитанным нормативным давлениям $R^{н}$, помещенным в табл. IV.5—IV.7, причем найденные размеры фундаментов считаются окончательными и не требуют проверки по деформациям.

Таблица IV. 5

Нормативное давление $R^{н}$ в *кг/см²* на основания из крупнообломочных грунтов

Грунт	Глубина заложения подошвы H в *м* от поверхности земли								
	0,6	1,0	1,5—2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0 и более
Щебенистый (галечниковый) с песчаным заполнением пор	4,2	5,00	6,0	6,25	6,5	6,75	7,0	7,25	7,5
Дресвяный (гравийный) из обломков кристаллических пород	3,5	4,15	5,0	5,25	5,5	5,75	6,0	6,25	6,5
То же, осадочных пород	2,1	2,50	3,0	3,25	3,5	3,75	4,0	4,25	4,5

Таблица IV. 6

Нормативные давления $R^н$ в *кг/см²* на основания из песчаных грунтов

Грунт	Плотность грунтов	Глубина заложения подошвы H в *м* от поверхности земли								
		0,6	1,0	1,5—2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0 и более
Пески крупные	Плотные	3,15	3,73	4,5	4,72	4,95	5,18	5,40	5,67	5,85
	Средней плотности	2,45	2,90	3,5	3,71	3,94	4,18	4,40	4,63	4,85
Пески средней крупности	Плотные	2,45	2,90	3,5	3,72	3,94	4,15	4,37	4,60	4,81
	Средней плотности	1,75	2,07	2,5	2,71	2,94	3,16	3,37	3,59	3,81
Пески мелкие маловлажные	Плотные	2,1	2,49	3,0	3,22	3,44	3,62	3,87	4,09	4,27
	Средней плотности	1,4	1,66	2,0	2,22	2,43	2,65	2,87	3,09	3,31
То же, очень влажные и насыщенные водой	Плотные	1,75	2,07	2,5	2,73	2,96	3,19	3,42	3,66	3,89
	Средней плотности	1,05	1,25	1,5	1,73	1,96	2,20	2,44	2,67	2,91
Пески пылеватые, маловлажные	Плотные	1,75	2,07	2,5	2,74	2,98	3,22	3,45	3,69	3,93
	Средней плотности	1,4	1,66	2,0	2,24	2,48	2,71	2,95	3,19	3,42
То же, очень влажные	Плотные	1,4	1,66	2,0	2,24	2,48	2,71	2,95	3,19	3,42
	Средней плотности	1,05	1,25	1,5	1,74	1,97	2,21	2,44	2,68	2,92
То же, насыщенные водой	Плотные	1,05	1,25	1,5	1,74	1,97	2,21	2,44	2,68	2,92
	Средней плотности	0,7	0,83	1,0	1,24	1,47	1,71	1,95	2,18	2,42

Нормативные давления $R^н$ (см. табл. IV.5—IV.7) * учитывают вид грунта и его характеристики (плотность, влажность или консистенцию) при дифференцированной величине H ($H=0{,}6\div5{,}0$ через 0,5 *м*), но при условной ширине фундамента $b_y=1{,}0$ *м*. Поэтому табличные значения умножаются на поправочный коэффициент m_b, приведенный в табл. IV.8 и зависящий от грунта и фактической ширины b.

При расчете оснований должны быть соблюдены следующие условия.

* Величины нормативных давлений, приведенные в табл. IV.5—IV.7, учитывают фактическую глубину заложения подошвы H (влияние пригрузки слоя грунта, расположенного выше подошвы) и поэтому правильно отражают условия работы основания и фундамента.

Таблица IV. 7

Нормативные давления $R^н$ в *кг/см²* на основания из глинистых грунтов

Грунт	Коэффициент пористости ε	Характеристика грунтов по величине B	Глубина заложения подошвы H в *м* от поверхности земли								
			0,6	1,0	1,5—2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
Супеси	0,5	Твердые, $B=0$	2,10	2,5	3,0	3,18	3,36	3,55	3,74	3,93	4,10
		Пластичные, $B=1$									
	0,7	Твердые, $B=0$	1,75	2,08	2,5	2,66	2,82	2,98	3,15	3,31	3,47
		Пластичные, $B=1$	1,4	1,66	2,0	2,16	2,32	3,49	2,65	2,81	2,98
Суглинки	0,5	Твердые, $B=0$	2,10	2,50	3,0	3,19	3,39	3,56	3,74	3,93	4,12
		Пластичные, $B=1$	1,75	2,08	2,5	2,69	2,88	3,06	3,25	3,44	3,63
	0,7	Твердые, $B=0$	1,75	2,08	2,5	2,68	2,86	3,05	3,23	3,41	3,60
		Пластичные, $B=1$	1,26	1,5	1,8	1,98	2,16	2,34	2,53	2,71	2,90
	1,0	Твердые, $B=0$	1,40	1,66	2,0	2,17	2,35	2,52	2,70	2,87	3,05
		Пластичные, $B=1$	0,7	0,83	1,0	1,17	1,35	1,53	1,70	1,86	2,05
Глины	0,5	Твердые, $B=0$	4,20	5,05	6,0	6,15	6,30	6,45	6,60	6,75	6,90
		Пластичные, $B=1$	2,80	3,32	4,0	4,15	4,30	4,45	4,60	4,75	4,90
	0,6	Твердые, $B=0$	3,50	4,15	5,0	5,15	5,30	5,45	5,60	5,75	5,90
		Пластичные, $B=1$	2,10	2,50	3,0	3,15	3,30	3,45	3,60	3,75	3,90
	0,8	Твердые, $B=0$	2,10	2,50	3,0	3,14	3,28	3,42	3,56	3,62	3,84
		Пластичные, $B=1$	1,40	1,66	2,0	2,14	2,28	2,42	2,56	2,70	2,84
	1,1	Твердые, $B=0$	1,75	2,07	2,5	2,63	2,76	2,90	3,03	3,16	3,30
		Пластичные, $B=1$	0,7	0,83	1,0	1,13	1,26	1,40	1,53	1,66	1,78

Примечания: 1. Для глинистых грунтов с промежуточными значениями ε и B допускается определять величины $R^н$, пользуясь интерполяцией: вначале по ε для значений $B=0$ и $B=1$, затем по B между полученными значениями давления для $B=0$ и $B=1$.

2. Нормативные давления для суглинков, обладающих просадочными свойствами, принимаются по данным настоящей таблицы.

1. Наибольшее давление на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента при расчете на действие нормативных основных, дополнительных и особых сочетаний нагрузок не должно быть более $1{,}2\,R^н$.

2. При наличии в пределах сжимаемой толщи слоя грунта более слабого, чем вышележащие слои, полное давление от нормативных на-

грузок на кровле этого слоя не должно превышать нормативного давления $R^н$ для этого слоя, т. е. должно быть соблюдено условие

$$P_{бн} = \alpha (P - P_б) \leqslant R^н, \qquad (IV.10)$$

где $P_{бн}$ — бытовое давление на кровлю слабого слоя;

$\alpha(P - P_б)$ — дополнительное давление на кровле от веса сооружения (α — коэффициент, помещенный в табл. IV.3).

Таблица IV. 8

Величины поправочного коэффициента m_b

Грунты	Ширина подошвы b								
	0,6—1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5 и более
Крупнообломочные и песчаные, кроме пылеватых песков . .	1	1,062	1,125	1,187	1,25	1,312	1,375	1,473	1,5
Глинистые грунты и пылеватые пески	1	1,025	1,05	1,075	1,10	1,125	1,15	1,175	1,2

Эта задача решается путем подбора соответствующей ширины подошвы фундамента b, при которой удовлетворяется условие (IV.10).

3. При расчете на основное сочетание нагрузок эксцентриситет не должен выходить из ядра сечения подошвы фундамента.

РАСЧЕТ ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

По деформациям (осадкам) проверяются гражданские здания, основание которых сложено из слабых неоднородных грунтов, при неодинаковой толщине напластования. По деформациям проверяются также основания, несущие большие нагрузки (многоэтажные здания), здания, несущая конструкция которых не получила широкого применения и их работа при осадке основания в натуре недостаточно изучена, когда необходимо учесть разность осадок близко расположенных частей здания, резко отличающихся по весу (этажности) и размерам фундамента в плане.

Среднее давление под подошвой фундамента $\sigma_{ср}$ может быть больше $P_{кр}$, но должно быть меньше $P_{пр}$ в точке c (см. рис. IV.10). При таких давлениях грунты основания только уплотняются, так как деформации (осадки) происходят главным образом за счет сдвигов частиц грунта из-под подошвы в стороны, но не вверх.

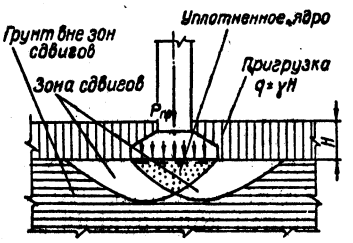


Рис. IV.13. Схема деформаций грунтов оснований.

Вертикальные осадки грунтов основания и сдвиги частиц грунта из-под фундамента в стороны (если они не сопровождаются выпиранием вверх) допустимы, так как такие деформации приводят лишь к перемещению и более плотному расположению частиц грунта в основании. В таких основаниях (уплотненных) через некоторый промежуток времени наступают новые условия равновесия грунтов * с бо́льшей несущей способностью, чем до деформации — до уплотнения. На практике к

* В сыпучих грунтах равновесие наступает по мере приложения нагрузки N; в связных — не вскоре, а в зависимости от влажности грунта.

уплотнению грунтов с целью увеличения несущей способности основания прибегают часто.

Уплотнение грунтов под влиянием нагрузки и увеличение несущей способности основания (не ограниченного откосами) объясняется следующим. Сдвигу грунтов из-под фундаментов в стороны (рис. IV.13) пассивно сопротивляется грунт, расположенный вне зон сдвигов (заштрихован горизонтально). Под его влиянием поверхности скольжения отклоняются вверх. Выпиранию грунтов вверх противодействует вес слоя грунта толщиной H (заштриховано вертикально), расположенного над зоной сдвигов. В результате взаимодействия указанных сил грунт уплотняется, пористость уменьшается и несущая способность основания повышается. При этом отметим, что с увеличением глубины заложения подошвы фундамента H увеличивается пригрузка $q=\gamma H$, препятствующая выпиранию грунта вверх, а следовательно, увеличивается давление $P_р$, при котором в грунтах основания устанавливается новое равновесие.

Величина H, как правило, принимается из грунтовых условий — из условия промерзания и из соображений, чтобы подошва фундамента была основана на слое грунта с относительно лучшими строительными характеристиками. Принятой глубине H соответствует свое предельное максимальное давление $P_{пр}$ и своя предельная осадка $S_{расч}$.

Деформации грунтов оснований по величине подразделяются на осадки и просадки.

Осадки представляют деформации, не сопровождающиеся коренным изменением природного сложения грунтов основания. Они являются следствием уплотнения грунтов основания под влиянием давления веса здания. Осадки грунтов основания не должны вызывать заметных для глаза деформаций несущей конструкции здания.

Осадке теоретически подвергается неограниченная толщина грунтов основания. На практике же, учитывая, что давление в грунтах по мере удаления от подошвы быстро уменьшается, считают, что в обжатии и уплотнении принимает участие ограниченный по толщине слой грунта — сжимаемая толща (см. стр. 219).

Просадки — это деформации, вызываемые коренным изменением природного сложения грунтов основания. В отличие от осадок просадки образуются, главным образом, за счет перемещения и выдавливания частиц грунта вокруг фундамента на поверхность земли.

Просадки наблюдаются при уплотнении макропористых грунтов замачиванием, рыхлых песчаных при сотрясении и в других случаях. Просадки приводят к большим деформациям наземной несущей конструкции и поэтому недопустимы. Слабые грунты на строительной площадке, если они используются в качестве основания, предварительно подвергаются уплотнению — упрочнению.

Задачей расчета оснований по деформациям является ограничение осадок определенными пределами, установленными нормами. При этом следует отметить, что равномерная осадка основания не вызывает в несущей конструкции здания деформаций и что деформации — трещины и повреждения конструкций — имеют место главным образом в тех случаях, когда осадки неравномерны под всем зданием. Причиной неравномерных осадок может служить неоднородность грунтов основания по плотности (по степени сжимаемости), неодинаковая мощность напластований грунтов площадки или различные по величине напряжения на грунт под подошвой в пределах здания. В результате неравномерных осадок крайних точек подошвы появляются крены отдельных фундаментов, перекос всего здания и даже его разрушение.

Расчетная, т. е. ожидаемая осадка основания S должна быть меньше или равна предельной осадке $S_{пр}$. Условие предельного состояния основания по деформациям выражается формулой

$$S \leqslant S_{пр}. \qquad (IV.11)$$

Величины предельных осадок $S_{пр}$ зависят от чувствительности несущей конструкции здания к неравномерным деформациям и получены в результате обработки статистического материала большого числа наблюдений за осадками зданий. Предельные величины средних осадок $S_{пр.ср}$ в *см* оснований фундаментов зданий и сооружений следующие:

Крупнопанельные и крупноблочные бескаркасные здания	8
Здания с неармированными крупноблочными и кирпичными стенами на ленточных и отдельно стоящих фундаментах при отношении длины стены L к ее высоте H (считая H от подошвы фундамента):	
$L/H \geqslant 2{,}5$	8
$L/H \leqslant 1{,}5$	10
Здания с крупноблочными и кирпичными стенами, армированными железобетонными или армокирпичными поясами (вне зависимости от отношения L/H)	15
Здания с каркасом по полной схеме	10
Сплошные железобетонные фундаменты доменных печей, дымовых труб, силосных корпусов, водонапорных башен и т. п.	30
Фундаменты одноэтажных промышленных зданий и подобных им по конструкциям зданий другого назначения при шаге колонн 6 *м*	8 (абсолютные осадки)
То же, 12 *м*	12 (абсолютные осадки)

Величины осадок S определяются расчетом. Они зависят от напряжений σ, испытываемых грунтами основания в пределах сжимаемой толщи, мощности сжимаемой толщи h и модулей деформации E грунтов оснований.

Кроме расчетных осадок, следует дополнительно учитывать разность осадок, определяемую по абсолютным осадкам, измеренным в пределах плана не менее чем в трех точках. Разность осадок зависит от степени изменчивости сжимаемости грунтов основания (отношения модулей сжимаемости $\frac{E_{макс}}{E_{мин}}$ в пределах здания). Грунты основания считаются однородными — мало изменчивыми в отношении сжимаемости, если удовлетворено одно из условий:

$$E_{мин} \geqslant 200 \ кг/см^2; \qquad (IV.12)$$

$$\frac{E_{макс}}{E_{мин}} = 1{,}8 \div 2{,}5 \text{ при } E_{мин} = 150 \div 200 \ кг/см^2; \qquad (IV.13)$$

$$\frac{E_{макс}}{E_{мин}} = 1{,}3 \div 1{,}6 \text{ при } E_{мин} = 75 \div 150 \ кг/см^2. \qquad (IV.13а)$$

При таком отношении модулей сжимаемости осадки грунтов основания в отдельных точках мало разнятся по величине и отпадает опасность перекосов здания. Разность осадок в разных точках плана не должна превышать величин, приведенных в табл. IV.9.

Таблица IV. 9

Предельные величины деформаций основания фундаментов зданий и сооружений $S_{пр}$

Нормируемые величины	Грунты основания	
	песчаные, глинистые при $B<0$	глинистые при $B>0$
Разность осадок фундаментов колонн зданий:		
для железобетонных и стальных рамных конструкций	0,002 l	0,002 l
для крайних рядов колонн с кирпичным заполнением фахверка	0,0007 l	0,001 l
для конструкций, в которых не возникает дополнительных условий при неравномерной осадке фундаментов	0,005 l	0,005 l
Относительный прогиб (перегиб) несущих стен многоэтажных зданий:		
крупнопанельных бескаркасных	0,0005 b	0,0007 b
крупноблочных и кирпичных неармированных	0,0007 b	0,0010 b
то же, армированных железобетонными или армокирпичными поясами	0,0010 b	0,0013 b

Примечание. l — расстояние между осями фундаментов; b — длина изгибаемого участка стены.

Значения модулей деформации грунтов приведены в табл. IV.10.

При большой изменчивости сжимаемости грунтов следует принимать меры для уменьшения влияния, оказываемого на здание неравномерностью осадок основания. К таким мерам могут быть отнесены:

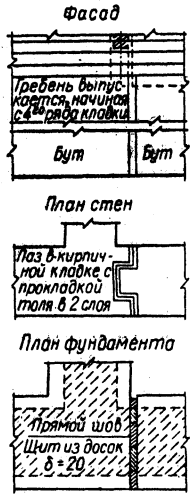


Рис. IV.14. Осадочные швы.

1) разрезка здания на части осадочными швами. Осадочные швы позволяют каждой выделенной части здания деформироваться — получать осадки независимо одна от другой. Осадочные швы уменьшают возможность появления неорганизованных деформаций в наземной несущей конструкции. Расстояние между осадочными швами в плане в зависимости от однородности грунтов принимается от 30 до 80 *м*, и, как правило, швы размещаются в местах сопряжения продольных стен с поперечными (рис. IV.14). По конструкции осадочные швы должны допускать независимое вертикальное смещение и исключать возможность горизонтального смещения одной части здания относительно другой. В зданиях с ленточными фундаментами осадочные швы осуществляются путем устройства вертикального паза в поперечной стене и гребня в продольной стене; в зданиях с каркасными стенами — спаренными стойками на спаренных фундаментах. Осадочные швы устраиваются также и в тех случаях, когда здание имеет разную этажность (с разницей в два и более этажей) или когда части здания имеют различные типы оснований — естественные и искусственные;

2) усиление кладки стен поясами (горизонтальными железокирпичными или железобетонными), уложенными по периметру наружных и внутренних стен не менее чем в двух плоскостях — на уровне цоколя и на уровне пола верхнего этажа. Пояса превращают каменные стены в балки большой жесткости, способные работать на изгиб и предупредить появление трещин.

Расчетную (вероятную) осадку основания S можно найти несколькими методами. Для определения осадки слоистого основания можно рекомендовать метод элементарного суммирования. Этот

Таблица IV. 10

Нормативные и расчетные характеристики песчаных и глинистых грунтов
(*c* в *кг/см²*, *φ* в *град* и *E* в *кг/см²*)

Грунты		Обозначения	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости *e*											
			0,41—0,5		0,51—0,6		0,61—0,7		0,71—0,8		0,81—0,95		0,96—1,1	
			нормативные	расчетные	нормативные	расчетные	нормативные	расчетные	нормативные	расчетные	нормативные	расчетные	нормативные	расчетные
Песчаные	гравелистые и крупные	*c*	0,02	—	0,01	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		φ	43	41	40	38	38	36	—	—	—	—	—	—
		E	460	—	400	—	330	—	—	—	—	—	—	—
	средней крупности	*c*	0,03	—	0,02	—	0,01	—	—	—	—	—	—	—
		φ	40	38	38	36	35	33	—	—	—	—	—	—
		E	460	—	400	—	330	—	—	—	—	—	—	—
	мелкие	*c*	0,06	0,01	0,04	—	0,02	—	—	—	—	—	—	—
		φ	38	36	34	34	32	30	—	—	—	—	—	—
		E	370	—	280	—	240	—	—	—	—	—	—	—
	пылеватые	*c*	0,08	0,02	0,06	0,01	0,04	—	—	—	—	—	—	—
		φ	36	34	34	32	30	28	—	—	—	—	—	—
		E	140	—	120	—	100	—	—	—	—	—	—	—
Глинистые при влажности на границе раскатывания W_p в проц.	9,5—12,4	*c*	0,12	0,03	0,08	0,01	0,06	—	—	—	—	—	—	—
		φ	25	23	24	22	23	21	—	—	—	—	—	—
		E	230	—	160	—	130	—	—	—	—	—	—	—
	12,5—15,4	*c*	0,42	0,14	0,21	0,07	0,14	0,04	0,07	0,02	—	—	—	
		φ	24	22	23	21	22	20	21	19	—	—	—	
		E	350	—	210	—	150	—	120	—	—	—	—	
	15,5—18,4	*c*	—	—	0,50	0,19	0,25	0,11	0,19	0,08	0,11	0,04	0,08	0,02
		φ	—	—	22	20	21	19	20	18	19	17	18	16
		E	—	—	300	—	190	—	130	—	100	—	80	—
	18,5—22,4	*c*	—	—	—	—	0,68	0,28	0,34	0,19	0,28	0,10	0,19	0,06
		φ	—	—	—	—	20	18	19	17	18	16	17	15
		E	—	—	—	—	300	—	180	—	130	—	90	—
	22,5—26,4	*c*	—	—	—	—	—	—	0,82	0,36	0,41	0,25	0,36	0,12
		φ	—	—	—	—	—	—	18	16	17	15	16	14
		E	—	—	—	—	—	—	260	—	160	—	110	—
	26,5—30,4	*c*	—	—	—	—	—	—	—	—	0,94	0,40	0,47	0,22
		φ	—	—	—	—	—	—	—	—	16	14	15	13
		E	—	—	—	—	—	—	—	—	220	—	140	—

метод является приближенным, но с достаточной точностью дает результаты, совпадающие с практикой. Найденная осадка относится к точке подошвы по оси фундамента.

Величину ожидаемой осадки S рекомендуется определять в таком порядке:

на геологическом разрезе основания наносят схему фундамента (рис. IV.15);

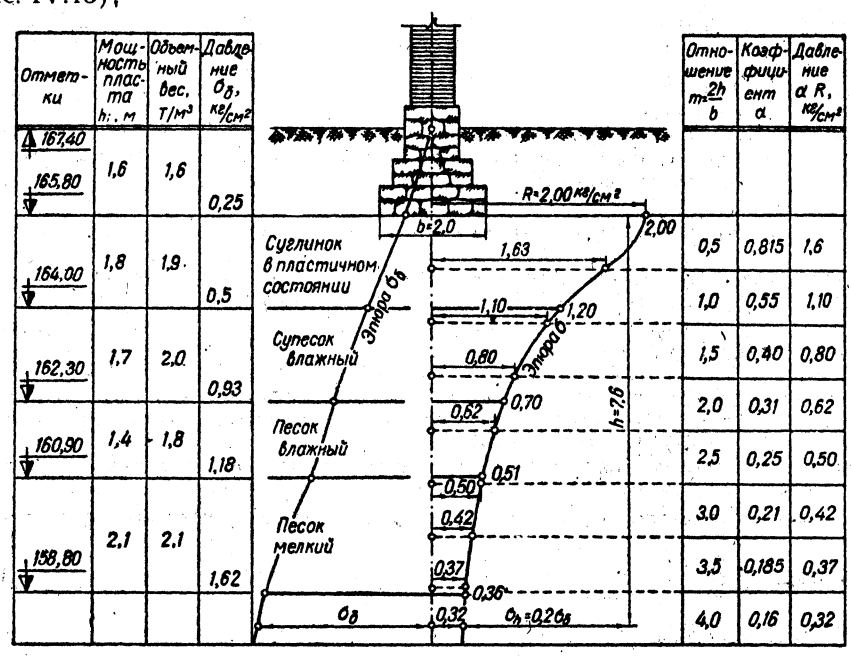


Рис. IV.15. К примеру 2.

основание фундамента горизонтальными плоскостями разделяют на однородные по сжимаемости слои, причем толщину слоя рекомендуется принимать не более 0,4 b (b — ширина подошвы фундамента);

пользуясь схемой на рис. IV. 5 и данными табл. IV. 3, вычисляют нормальные давления $\sigma_б$ (бытовые) и σ_i (от фундамента), возникающие в точках пересечения вертикальной оси фундаментов с плоскостями напластований;

находят нижнюю границу сжимаемой толщи, т. е. отметку, в которой $\sigma_h = 0{,}2\ \sigma_б$, и определяют вероятную осадку каждого слоя по формуле

$$S_i = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\ h_i\ \frac{\beta}{E_i} \qquad \text{(IV.14)}$$

где σ_1 — давление у кровли пласта в *кг/см²*;

σ_2 — давление у подошвы пласта в *кг/см²*;

h_i — мощность рассматриваемого слоя в *см*;

E_i — модуль сжимаемости слоя i в *кг/см²* (численные значения модулей деформации приведены в табл. IV.10);

β — коэффициент, принимаемый для всех видов грунтов равным 0,8.

При расчете осадок рекомендуется учитывать влияние нагрузок от соседних фундаментов.

Осадки фундаментов на песчаных и глинистых грунтах в твердом состоянии считаются законченными за период строительства; на глинистых грунтах в пластичном состоянии — за период строительства в половинном размере от полной осадки.

Полная расчетная осадка грунтов основания в пределах сжимаемой толщи равна сумме осадок отдельных пластов и определяется по формуле

$$S = \Sigma S_i \qquad \text{(IV.15)}$$

Пример 2. Определить осадку грунтов основания ленточного фундамента при следующих данных (см. рис. IV.15). Грунт, залегающий непосредственно под подошвой,— суглинок в пластичном состоянии с нормативным давлением $R^н = 2$ *кг/см²*. Ширина подошвы фундамента $b = 200$ см. На схеме фундамента нанесен геологический разрез грунтов основания.

Слева от оси фундамента помещена таблица с величинами отметок, мощности отдельных слоев h_i, их объемного веса γ_i и бытового давления $\sigma_б$. По этим данным построена эпюра бытового давления $\sigma_б$.

Справа от оси фундамента дана таблица с величинами $m = \frac{2h}{b}$ (с интервалами $0{,}5\,b$), коэффициентов α, соответствующих принятым m для ленточного фундамента (см. табл. IV.3) и давлений $\sigma_{h_i} = \alpha R$. По этим величинам построена эпюра σ от давления фундаментов. Нижняя граница сжимаемой толщи грунтов основания находится на отметке 158,80, где $\sigma_h \approx 0{,}2\,\sigma_б$.

На эпюре σ сплошными горизонтальными линиями отмечены величины давления в грунтах оснований от фундамента на глубинах, соответствующих границам между отдельными пластами. Они нужны для определения осадок отдельных слоев и соответственно равны 2; 1,2; 0,7; 0,51 и 0,36 *кг/см²*.

Определение осадки каждого слоя по формуле IV.14 сведено в таблицу. Приведенное в ней среднее давление $\sigma_{ср} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$; осадка каждого слоя грунта основания $S_i = \frac{\sigma_{ср} h_i \beta}{E}$. Сумма осадок всех слоев сжимаемой толщи грунтов основания равна полной осадке $S = 4{,}6$ *см*.

Данные для определения осадки фундаментов (к примеру 2)

Отметки пластов	Толщина пласта h_i в *м*	Глубина залегания пласта h *м*	$m = \frac{2h}{b}$	α (см. табл. IV.3)	Давление $\sigma_i = \alpha R$ в *кг/см²*	Среднее давление $\sigma_{ср}$ в *кг/см²*	Коэффициент β	$\sigma_{ср}\, h_i\, \beta$ в *кг/см²*	Модуль деформации E в *кг/см²*	S_i в *см*
165,80					2,00					
	1,8	1,8	1,8	0,6		1,60		230	100	2,30
164,00					1,20					
	1,7	3,5	3,5	0,35		0,95		129	90	1,43
162,30					0,70					
	1,4	4,9	4,9	0,255		0,60	0,8	67	140	0,49
160,90					0,51					
	2,1	7,0	7,0	0,18		0,43		72	190	0,38
158,80					0,36					
								$\Sigma S_i = 4{,}6$ *см*		

РАСЧЕТ ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ПО УСТОЙЧИВОСТИ *

Основания зданий и сооружений, ограниченные откосами (рис. IV.16), а также когда на них регулярно действует горизонтальная нагрузка, проверяются в первую очередь на устойчивость и рассчитываются по

* С. С. Голушкевич. Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды. М., Гостехиздат, 1948.

М. И. Горбунов-Посадов и В. В. Кречмер. Графики для расчета устойчивости фундаментов. М., Госстройиздат, 1951.

предельному краевому давлению $P_{кр}$. Среднее давление под подошвой фундамента зданий, ограниченных откосами, не должно превышать величины $P_{кр}$ (см. рис. IV.10).

При давлении $P_{кр}$ грунты основания, как было указано выше, только уплотняются — получают вертикальные осадки $S_{пр}$, а под краями фундаментов начинают формироваться (см. рис. IV.11, *а*) поверхности скольжения, но без нарушения по ним равновесия и без сдвигов грунта в стороны (рис. IV.16, *а*). Давление $P_{кр}$ предельно допустимо из условия прочности грунтов оснований, ограниченных откосами, а также подпорных стенок.

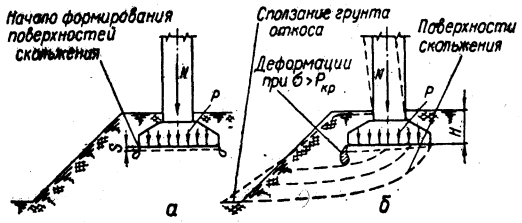


Рис. IV.16. Схема деформаций оснований, ограниченных откосами:
а — при $\sigma < P_{кр}$; *б* — при $\sigma > P_{кр}$.

Если в основаниях, ограниченных откосами, увеличивать нагрузку и допустить давление под подошвой, превышающее $P_{кр}$, в основании развиваются поверхности скольжения, по которым нарушается равновесие грунтов основания и начинаются сдвиги и выпирания грунтов из-под подошвы в сторону откоса (рис. IV.16, *б*). Встречая слабое сопротивление грунтов со стороны откоса, грунт под фундаментом теряет устойчивость и под влиянием сдвигающих усилий τ начинает сползать по поверхности откоса, как показано на рисунке. Это, как правило, приводит к крену и большим деформациям несущей конструкции здания или к его полному разрушению.

Устойчивость основания, ограниченного откосами, будет обеспечена, если среднее расчетное давление по подошве фундамента $P_{расч}$ будет меньше или равно предельному краевому давлению $P_{кр}$. Предельное состояние по устойчивости выражается формулой

$$P_{расч} \leqslant P_{кр}. \qquad (IV.16)$$

Величина среднего расчетного давления $P_{расч}$ определяется делением расчетной нагрузки N, действующей по подошве, на площадь подошвы F. Предельное краевое давление $P_{кр}$ принимается по графику, построенному при испытании грунтов строительной площадки пробной постепенно возрастающей вертикальной статической нагрузкой.

Основание с откосами, рассчитанное из условий устойчивости, должно быть дополнительно проверено на предельное состояние по деформациям.

ФУНДАМЕНТЫ НА ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЯХ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Фундамент — это часть здания, передающая нагрузку от веса здания на грунты основания и распределяющая эту нагрузку на такую площадь основания, при которой давления по подошве не превышают расчетных.

По форме в плане фундаменты бывают: ленточные в виде длинных плит под каждую стену здания, столбчатые в виде прямоугольных небольших плит под отдельные опоры (столбы, колонны) и сплошные в виде больших плит под всем зданием. Выбор того или иного вида фундамента зависит от несущей способности грунтов осно-

вания, глубины залегания пласта, могущего воспринять давление, очертания здания в плане, а также от величины нагрузки и схемы передачи ее на грунты основания.

ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА

Глубина заложения подошвы фундамента должна назначаться с учетом возможности пучения грунтов, геологических условий площадки, наличия подвалов.

Возможность пучения грунтов. Как известно, грунтовая вода, заполняющая поры между частицами грунтового скелета, промерзает в зимнее время на определенную глубину от поверхности земли, увеличивается в объеме и деформирует некоторые виды грунтов основания, выпучивая их вверх. Периодическое промерзание и оттаивание грунта в пределах зоны промерзания обычно является причиной повреждения фундамента и наземной части здания, если подошва фундамента заложена на глубину, меньшую глубины промерзания.

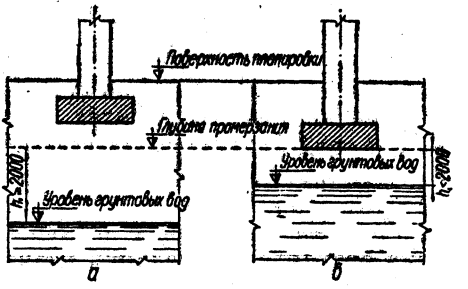


Рис. IV.17. Глубина заложения фундаментов.

Особенно деформируются (пучатся) под влиянием мороза влажные глинистые грунты, обладающие мелкими плоскими капиллярами, заполненными влагой. При замерзании влага, защемленная в порах, распи-

Таблица IV. 11

Глубина заложения фундаментов из условий возможности пучения грунтов основания при промерзании (рис. IV. 17)

№ п. п	Вид грунта	Расстояние от поверхности планировки до уровня грунтовых вод в период промерзания грунтов	Глубина заложения фундаментов от поверхности планировки
1	Скальные и крупнообломочные грунты, а также гравелистые, крупные и средней крупности пески	Любое	Не зависит от глубины промерзания
2	Пески мелкие и пылеватые, а также супеси твердой консистенции	Превышает расчетную глубину промерзания на 2 *м* и более	То же
3	Пески мелкие и пылеватые, а также супеси независимо от их консистенции	Менее расчетной глубины промерзания или превышает ее менее чем на 2 *м*	Не менее расчетной глубины промерзания
4	Супеси пластичной и текучей консистенции	Любое	То же
5	Суглинки и глины с консистенцией $B \leqslant 0{,}5$	Превышает расчетную глубину промерзания на 2 *м* и более	Не зависит от глубины промерзания
6	Суглинки и глины мягкопластичной консистенции	То же	Назначается согласно пп. 4. 7 СНиП II-Б. 1—62
7	Суглинки и глины текучепластичной и текучей консистенции	Любое	Не менее расчетной глубины промерзания
8	Суглинки и глины независимо от их консистенции	Менее расчетной глубины промерзания или превышает ее менее чем на 2 *м*	То же

Примечания: 1. Глубина заложения фундаментов внутренних стен и колонн отапливаемых зданий назначается без учета промерзания грунтов при условии выполнения требований пп. 4.8 и 4.9 СНиП II-Б.1—62 с начала строительства до ввода здания или сооружения в эксплуатацию.

2. Глубина заложения фундаментов стен и колонн зданий, имеющих неотапливаемые подвалы или подполья, при грунтах, указанных в пп. 3, 4, 6—8, назначается от пола подвала равной половине расчетной глубины промерзания.

рает — пучит грунт. Меньше подвергаются пучению мелкие и пылеватые пески. Не пучатся (даже при замерзании в насыщенном водой состоянии) крупно- и среднезернистые пески и обломочные грунты, в которых размеры пор относительно большие и вода при замерзании и увеличении в объеме свободно поднимается вверх, не распирая частиц грунтового скелета. Поэтому глубину заложения подошвы фундамента следует назначать с учетом вида грунтов и глубины залегания грунтовых вод в период промерзания грунтов (табл. IV.11).

При непучистых грунтах (щебенистый и дресвяный грунты, крупный и средней крупности песок) глубина заложения подошвы может быть уменьшена до 50—60 *см*, если на этой глубине имеются грунты, которые могут служить основанием под проектируемым зданием.

Глубина заложения подошвы фундаментов внутренних стен и колонн отапливаемых зданий назначается без учета промерзания грунтов. Расчетная глубина промерзания грунта H по СНиП II-Б. 1—62 определяется по формуле

$$H = m_t H^{н}, \qquad (IV.17)$$

где $H^{н}$ — нормативная глубина промерзания, принимаемая (при отсутствии данных метеорологических станций о глубине промерзания грунтов) по схематической карте нормативных глубин промерзания в СССР (рис. IV.18);

m_t — коэффициент влияния теплового режима здания на промерзание грунта у наружных стен.

Величины m_t принимаются:

Для регулярно отапливаемых зданий с расчетной температурой воздуха в помещении не ниже 10° при полах:	
на грунте	0,7
» лагах по грунту	0,8
» балках	0,9
Для прочих зданий	1,0

Геологические и гидрогеологические условия площадки. Главным фактором, определяющим глубину заложения подошвы фундамента от поверхности земли и тип фундамента, является геология площадки. Напластование грунтов на площадке и их свойства, как известно, бывают весьма разнообразны. Основание может быть сложено из одного слоя грунта (плотного, рыхлого) по всей высоте сжимаемой толщи или из нескольких слоев разной мощности, плотности и несущей способности. При любом напластовании и любых гидрогеологических условиях подошва фундамента должна лежать на слое грунта, способном нести нагрузку от веса проектируемого здания. Этим и объясняется большое разнообразие возможных типов фундаментов и глубин заложения подошвы от поверхности земли или пола подвала.

Задача проектировщика состоит в том, чтобы при заданной геологии и нагрузке глубина заложения подошвы была наименьшей и удовлетворяла требования прочности возводимого здания. Обычно на геологическом разрезе площадки схематически наносят несколько вариантов возможных типов фундаментов и выбор варианта производится

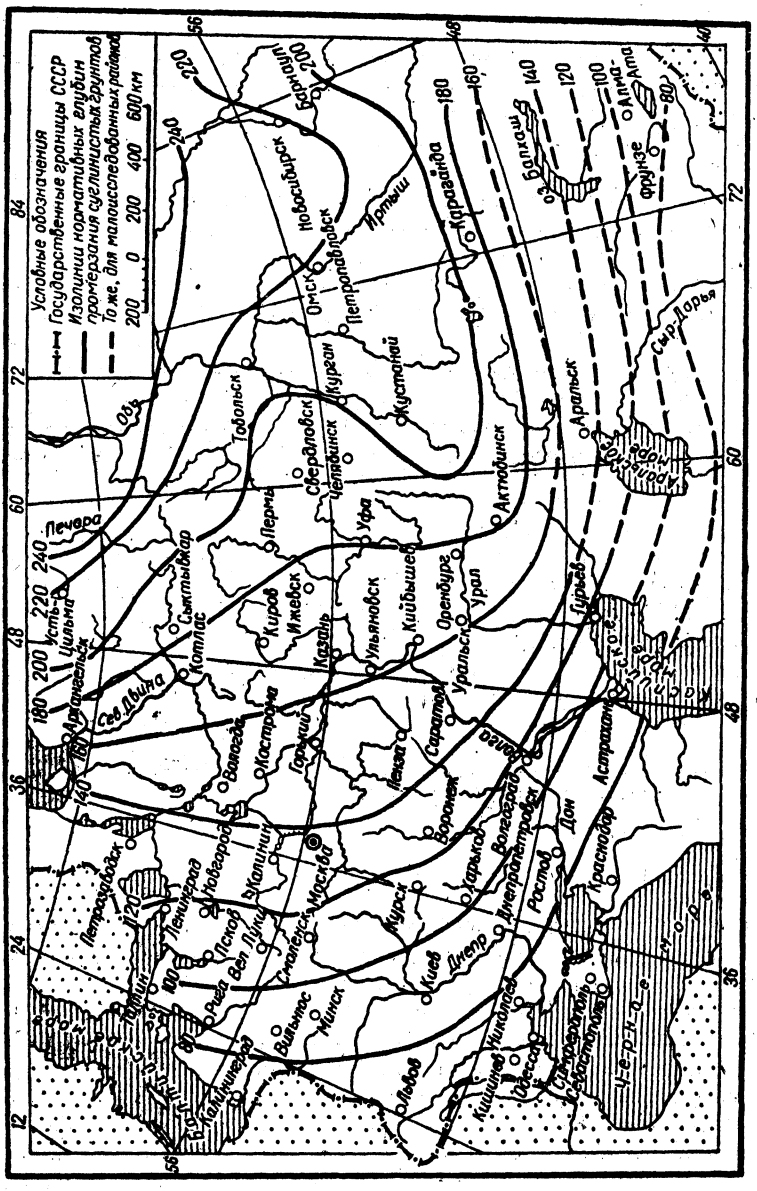


Рис. IV.18. Карта нормативных глубин промерзания суглинистых грунтов (карта не распространяется на горные районы; для супесей и песков, мелких и пылевых, нормативная глубина промерзания принимается по карте с коэффициентом 1,2).

путем сопоставления затраты материалов и труда — стоимости основания и фундамента. Некоторые случаи напластования грунтов, глубины заложения подошвы и типа фундамента приведены на рис. IV.19—IV.21.

На рис. IV.19, *а* показаны фундаменты, расположенные на плотных однослойных или многослойных грунтах. Подошва фунда-

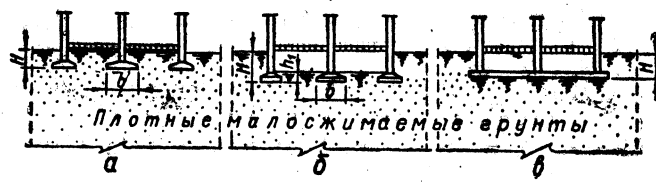


Рис. IV.19. Типы фундаментов зданий с массивными стенами при плотных малосжимаемых грунтах:
а, б — ленточные при малых и средних нагрузках; *в* — сплошная железобетонная плита при больших нагрузках.

мента в этом случае обычно укладывается на минимальной глубине H из условия промерзания или h_1 из условий прочности грунтов. Тип фундамента при массивных стенах может быть ленточный; ширина подошвы b зависит от величины нагрузки N (этажности здания) и расчетного сопротивления грунтов основания. При большой этажности здания

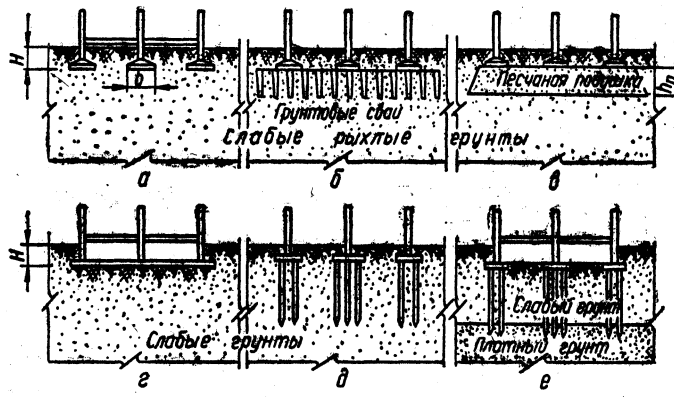


Рис. IV.20. Типы фундаментов зданий с массивными стенами при слабых (рыхлых) грунтах:
а — при малых нагрузках; *б, в* — при средних нагрузках; *г — е* — при больших нагрузках.

фундамент может быть сплошным в виде железобетонной плиты или коробки под всем зданием (рис. IV.19, *в*).

На рис. IV.20 приведены фундаменты, расположенные на грунтах с малой несущей способностью. Возможность использования площадки при таких грунтовых условиях зависит от величины нагрузки. При малой этажности фундамент может быть ленточным и опираться на слабый грунт (рис. IV.20, *а*). По мере увеличения этажности и давления под подошвой слабые грунты основания могут быть уплотнены путем набивки в грунт грунтовых, песчаных свай (рис. IV.20, *б*), падающими плитами или заменены песчаными или гравийными подушками (рис. IV.20, *в*). При больших нагрузках возможно устройство сплошной железобетонной плиты (рис. IV.20, *г*), свайных оснований (рис. IV.20, *д, е*) или опускных колодцев.

На рис. IV.21 приведены схемы фундаментов на площадках, где под верхним слоем плотного грунта залегает слой слабого грунта. При таком напластовании грунта заложения подошвы и вид фундамента зависят от мощности пластов. При относительно мощном верхнем слое подошва фундамента может быть заложена на минимальной глубине H от поверхности земли из условий промерзания (рис. IV.21, *а*) и на рас-

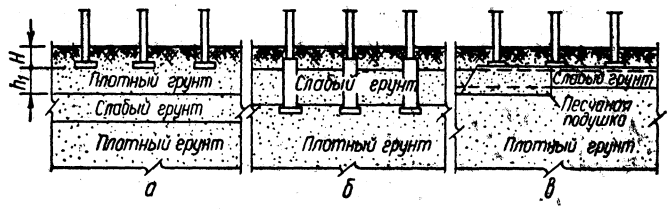


Рис. IV.21. Типы фундаментов зданий с массивными стенами при слабом подстилающем слое грунта:
а — при большой толщине верхнего слоя; *б*, *в* — при малой толщине верхних и подстилающих слоев.

стоянии h_1 от верха слабого подстилающего слоя. При этом давление на слабый слой должно быть не больше его нормативного сопротивления $R^н$. При малой мощности верхних слабых грунтов (рис. IV.21, *б*, *в*) здание в зависимости от нагрузки может стоять на столбчатых фундаментах, прорезающих слабый грунт, на песчаной или гравийной подушке, заменяющей слабый грунт, а при большой мощности слабого слоя — на свайном основании.

Приведенные схемы далеко не исчерпывают возможные случаи напластования грунтов строительной площадки и типы фундаментов, но могут служить примерами при выборе вариантов.

Наличие подвалов в проектируемом и примыкающих зданиях. Подошва фундамента должна быть расположена ниже пола подвала, подземных коммуникаций на глубине, исключающей возможность выпирания грунтов из подошвы. Кроме того, должна быть учтена глубина заложения фундаментов примыкающих зданий и приняты соответствующие технические мероприятия против возможного ослабления грунтов под подошвой, если подошва фундаментов проектируемого здания заложена глубже фундаментов соседних зданий. Если отметки подошвы существующего и строящегося фундаментов разные, должно быть выдержано условие

$$\frac{\Delta H}{l} \leqslant \operatorname{tg} \varphi, \qquad \text{(IV.18)}$$

где ΔH — разность отметок фундамента;
l — расстояние между фундаментами в плане;
φ — угол внутреннего трения грунта.

ЛЕНТОЧНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Общие сведения

В гражданском строительстве наиболее часто встречаются ленточные фундаменты (рис. IV.22). Они, как правило, применяются в зданиях с массивными несущими и самонесущими стенами, а также в крупнопанельных зданиях. Ленточные фундаменты обычно нагружены одинаковой по величине нагрузкой $N^н$ и имеют одну ширину подошвы b по всей длине стены. Поэтому при расчете ленточных фундаментов выделяют отрезок стены в 1 *м* и по приходящейся на него нагрузке $N^н$ определяют требуемую ширину подошвы фундамента b (рис. IV.22,*а*).

В общественных зданиях с большими пролетами, где нагрузка от перекрытий обычно передается в виде сосредоточенной силы, простенки устраиваются с пилястрами. Пилястры, слабо выступающие из плоскости стены (рис. IV.22, *б*), обычно опираются на внутренние обрезы фундамента. При большом выступе пилястры фундамент в пределах пи-

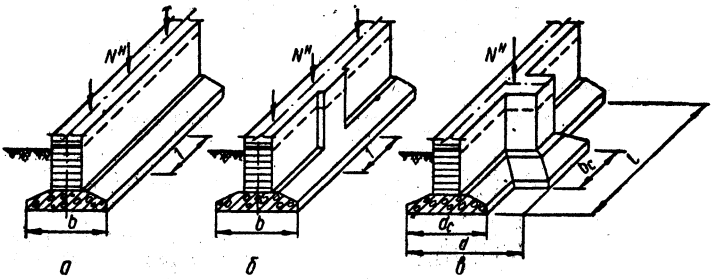


Рис. IV.22. Ленточные фундаменты:
а — под гладкие стены; *б* — под стены со слабо выступающими пилястрами; *в* — под стены с сильно выступающими пилястрами.

лястры уширяется и в плане принимает вид тавра (рис. IV.22, *в*). При расчете фундаментов под стены с пилястрами рассматривается участок стены l, равный расстоянию между осями окон, который рассчитывается на нагрузку $N^н$ от веса стены и перекрытий этого участка.

Материалом для ленточных фундаментов служит искусственный или естественный камень. Работая обычно во влажных (в большей или меньшей степени) грунтовых условиях, камень должен обладать большой влагостойкостью, повышенной морозостойкостью и соответствующей прочностью. В качестве искусственных камней применяются бетонные блоки марок 75—150 и железобетонные блоки марок 100—200. Естественные камни для фундаментов применяются твердых пород (гранит, диорит и др.) или средней твердости (известняки).

При сухих грунтах основания материалом для фундаментов может служить кирпич, хорошо обожженный прочностью не ниже 100—120 *кг/см*^{2}. Слабые породы естественных камней (туф, ракушечник и др.), силикатный и плохо обожженный кирпич сильно впитывают влагу, поэтому могут применяться только в малоэтажном строительстве при сухих грунтах и соответствующей гидроизоляции.

Ленточные фундаменты, как правило, возводятся индустриальными методами. Сборные бетонные и железобетонные блоки, изготовленные на заводе, укладываются в фундамент подъемными механизмами. При отсутствии на площадке соответствующей механизации фундаменты устраиваются монолитные бетонные, бутобетонные, бутовые. Марки камня и раствора при бутовой и бутобетонной кладке и марки бетона при бетонных и железобетонных блоках назначаются в соответствии с возникающими в них напряжениями, а также в зависимости от степени влажности грунтов основания.

По характеру работы различают фундаменты жесткие и гибкие.

Жесткие ленточные фундаменты

Жесткие фундаменты (рис. IV.23) изготовляются из бута, бутобетона или бетона, т. е. материалов, хорошо сопротивляющихся сжатию, но плохо — растяжению и скалыванию (изгибу). Кладка бутового фундамента ведется на цементном или сложном растворе. В малоэтажном строительстве (до двух — трех этажей) фундаменты при сухих грунтах могут быть сложены на известковом растворе.

Ширина подошвы фундаментов принимается по расчету. Она зависит от величины нагрузки, действующей на подошву фундамента, и нормативного давления грунта основания. Поперечное сечение фундамента при прочных грунтах и небольших нагрузках на подошву имеет прямоугольную форму (рис. IV.23, *а*). При большом числе этажей на-

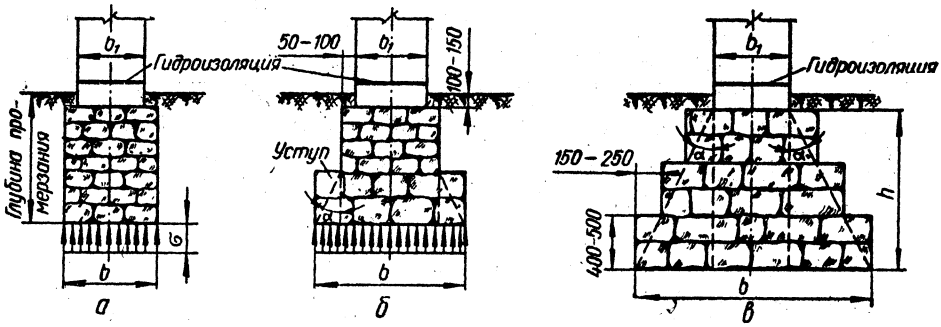


Рис. IV.23. Жесткие ленточные фундаменты:
а — прямоугольного поперечного сечения; *б*, *в* — ступенчатого поперечного сечения.

грузка от веса здания возрастает, что требует соответствующего уширения подошвы, так как фундамент распределяет нагрузку от веса здания на относительно малопрочные (по сравнению с прочностью каменной кладки стен) грунты основания. В этом случае поперечное сечение фундамента устраивается с уступами — консолями (рис. IV.23, *б* и *в*), работающими на изгиб под влиянием реактивного сопротивления грунтов основания и распределяющими нагрузку на необходимую ширину основания b.

Уширение фундамента производится под определенным углом α — углом распространения давления в материале. Поперечное сечение фундамента в этом случае принимает форму трапеции (на рис. IV.23 показано пунктиром). Как показала практика, в растянутой зоне кладки жестких фундаментов не возникает трещин от изгиба, если отношения высоты уступа к ширине не менее указанных в табл. IV.12.

Таблица IV. 12

Минимальные отношения высоты уступов фундаментов к их ширине

Марка раствора или бетона	Давление на грунт в *кг/см²* при расчетных нагрузках в *кг/см²*		Марка раствора или бетона	Давление на грунт в *кг/см²* при расчетных нагрузках в *кг/см²*	
	$\sigma<2$	$\sigma>2{,}5$		$\sigma<2$	$\sigma>2{,}5$
Бутовые и бутобетонные фундаменты			Фундаменты из бетонных блоков		
50—100	1,25	1,50	150	1,0	1,1
10—35	1,50	1,75	100	1,1	1,2
4	1,75	2,00	75	1,2	1,3

На практике для простоты выполнения бутовой кладки трапецоидальную форму поперечного сечения фундамента обычно заменяют ступенчатой (на рис. IV.23, *б* и *в* показано сплошными линиями). Высота трапеции (а также число ступеней) зависит от расчетной ширины подошвы фундамента b и может быть определена по формуле

$$h = \frac{b - b_1}{2\,\mathrm{tg}\,\alpha} \qquad \text{(IV.19)}$$

Размеры обрезов (ступеней) в бутовой кладке обычно принимаются 15—25 *см* при соответствующей высоте ступени.

Прочность кладки жестких фундаментов в основном зависит от марки камня и раствора. Прочность бутовой кладки зависит в значительной степени от формы камня (рваный или постелистый бут) и тщательности его укладки. Бутовую кладку фундаментов и стен подвалов следует вести под лопатку с околкой выступающих частей камня. Камни при этом нужно тщательно подбирать, а пустоты плотно заполнять щебенкой и раствором.

В табл. IV.13 и IV.14 приведены расчетные сопротивления бутовой и бутобетонной кладки при различных марках камня и раствора.

Таблица IV. 13

Расчетные сопротивления R в *кг/см²* сжатию бутовой кладки из рваного бута

Марка камня	Марка раствора							Нулевая прочность раствора
	100	75	50	25	10	4	2	
1000	25	22	18	12	8	5	4	3,3
800	22	20	16	10	7	4,5	3,3	2,8
600	20	17	14	9	6,5	4	3	2
500	18	15	13	8,5	6	3,8	2,7	1,8
400	15	13	11	8	5,5	3,3	2,3	1,5
300	13	11,5	9,5	7	5	3	2	1,2
200	11	10	8	6	4,5	2,8	1,8	0,8
150	9	8	7	5,5	4	2,5	1,7	0,7
100	7,5	7	6	5	3,5	2,3	1,5	0,5
50	—	—	4,5	3,5	2,5	2	1,3	0,3
35	—	—	3,6	2,9	2,2	1,8	1,2	0,2
25	—	—	3	2,5	2	1,5	1	0,2

Примечания: 1. Для промежуточных марок камня расчетные сопротивления принимаются по интерполяции.

2. Для кладки из постелистого бутового камня расчетное сопротивление умножается на коэффициент, равный 1,5, а при особо тщательной кладке из отборного постелистого камня с приколом камней — на коэффициент, равный 2.

3. Расчетное сопротивление бутовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, повышается на 1 *кг/см²* при кладке с последующей засыпкой пазух грунтом; на 2 *кг/см²* — при кладке в траншеях в распор с нетронутым грунтом, а также после длительного уплотнения засыпанного в пазухах грунта (при надстройках). Это повышение расчетного сопротивления бутовой кладки не распространяется на зимнюю бутовую кладку, выполняемую методом замораживания на растворах со специальными химическими добавками.

Таблица IV. 14

Расчетные сопротивления R в *кг/см²* сжатию бутобетона (не вибрированного)

Вид бутобетона	Марка бетона					
	200	150	100	75	50	35
С рваным бутовым камнем марки 200 и выше . . .	40	35	30	25	20	17
То же, марки 100 . . .	—	—	—	22	18	15
То же, марки 50 и с кирпичным боем	—	—	—	20	17	13

Примечания: 1. При вибрировании бутобетона расчетные сопротивления сжатию принимаются с коэффициентом 1,15.

2. При бетоне марки 200 марка камня должна быть не ниже 300.

Наружные стены подвальных помещений из бута, служащие одновременно фундаментами и находящиеся под действием больших нагрузок, должны быть сложены из постелистого (нерваного) камня. Стены подвальных помещений, предназначенных, например, для котельных со сложным оборудованием, кухонь, столовых, облицовываются в $^1/_2$ кирпича с перевязкой в 1 кирпич через 4—5 рядов (рис. IV.24, *б*). Дверные и оконные проемы в бутовых стенах подвалов также облицовываются кирпичом.

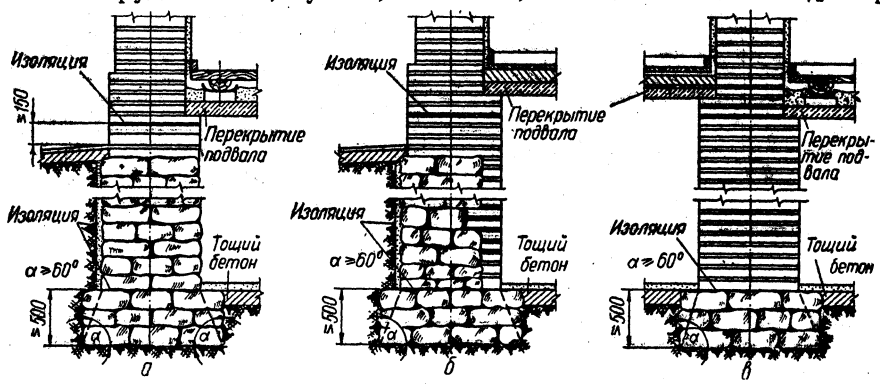


Рис. IV.24. Бутовые фундаменты под стены зданий с подвалами:
а — наружные, без облицовки кирпичом; *б* — наружные, с облицовкой кирпичом; *в* — средние кирпичные.

В фундаментах и стенах подвалов следует предусматривать отверстия для пропуска сантехнических труб, причем размеры отверстий по высоте должны быть такими, чтобы элементы сантехнического оборудования в процессе осадки здания не были повреждены.

Переход от одной глубины заложения фундаментов к другой производится уступами, как показано на рис. IV.25. При плотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1 : 1 при высоте уступа не более 1,0 *м*. При неплотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть 1 :2 при высоте не более 0,5 *м*.

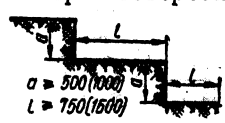


Рис. IV.25. Уступы подошвы фундамента.

Жесткие фундаменты (бутовые, бутобетонные) в настоящее время применяются редко. Они могут быть допущены в местностях, богатых естественным камнем, в малоэтажном строительстве (до 2—3 этажей) и при относительно прочных грунтах основания — когда число уступов не превышает двух (см. IV.23, *б*). При больших нагрузках на подошву и слабых грунтах основания ($R^н < 1{,}5$ *кг/см*^{2}) ширина подошвы b из условий прочности и глубина ее заложения H становятся чрезмерно большими, экономически не оправданными и заменяются гибкими. На рис. IV.26 приведены размеры жесткого бутового и гибкого железобетонного (пунктир) фундаментов под стену шестиэтажного жилого здания при нормативном давлении грунта $R^н = 1{,}3$ *кг/см*^{2}. Рисунок наглядно показывает нецелесообразность применения жестких глубоких фундаментов.

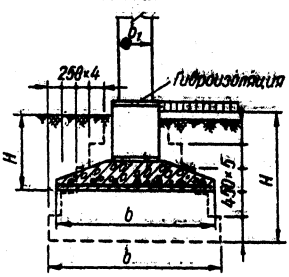


Рис. IV.26. Размеры поперечного сечения гибкого фундамента и жесткого (пунктир) при одинаковых давлениях на основание.

Гибкие ленточные фундаменты

Гибкие фундаменты выполняются из железобетона — материала, способного хорошо сопротивляться изгибу. Как правило, они собираются из отдельных железобетонных блоков (рис. IV.27), изготовленных на

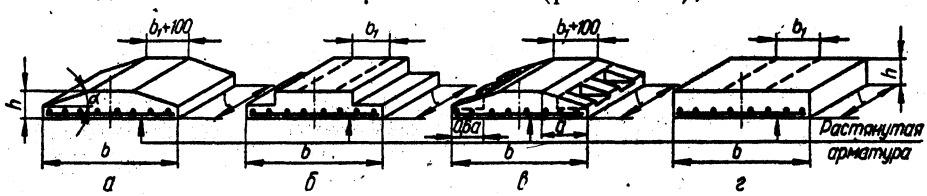


Рис. IV.27. Типы гибких фундаментных блоков:
а — сплошного трапецоидального сечения; *б* — ступенчатого; *в* — ребристого; *г* — сплошного прямоугольного сечения.

заводе или стройдворе и укладываемых при помощи подъемных механизмов. Гибкие фундаменты чаще всего имеют трапецоидальную форму поперечного сечения (рис. IV.27, *а*), причем грани трапеции в отличие от жестких фундаментов могут иметь любой угол наклона α к горизонту.

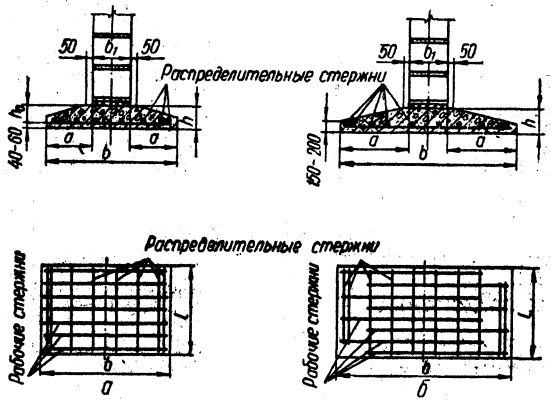


Рис. IV.28. Армирование сборных железобетонных блоков сварными сетками:
а — длина консоли $a<0{,}7$ *м*; *б* — длина консоли $a>0{,}7$ *м*.

Реже гибким сборным фундаментам придают ступенчатое сечение (рис. IV.27, *б*). Весьма экономичными, но более сложными в изготовлении являются ребристые блоки (рис. IV.27, *в*). Ребра в этом типе блоков следует начинать не у грани стены, где момент, изгибающий консоль, имеет максимальное значение, а на расстоянии 0,65—0,70 *a* от конца консоли, где момент уменьшается почти наполовину, а поперечная сила — на 30—35%. В этом случае ширина сжатой зоны бетона также может быть уменьшена наполовину. Малоэкономичными, но простыми в изготовлении являются блоки с прямоугольной формой сечения (рис. IV.27 *г*). Этот тип блоков может быть рекомендован только при небольшой ширине *b* фундамента.

Размеры гибких ленточных фундаментов унифицированы и помещены в каталогах строительных изделий. Ими и следует руководствоваться при проектировании. Размеры поперечного сечения фундамента *b* и *h* (рис. IV.28) и площадь сечения рабочей арматуры F_a определяются расчетом (см. стр. 256). Остальные размеры — не расчетные — принимаются: высота трапеции на концах консолей 20—25 *см*; защитный слой в фундаментных балках, а также в сборных фундаментных блоках не менее 30 *мм*, для нижней арматуры монолитных фундаментов при отсутствии подготовки — не менее 70 *мм*, а при наличии подготов-

ки — не менее 35 *мм*; длина блоков *l* вдоль стены — из соображений грузоподъемности монтажных механизмов.

При неоднородных грунтах основания рекомендуется устраивать железобетонный пояс (рис. IV.29 и IV.32, *в*).

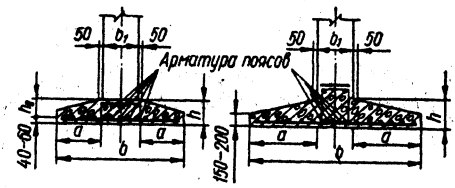


Рис. IV.29. Монолитные железобетонные фундаменты с поясами.

На рис. IV.30 и IV.31 приведены детали гибких фундаментов под наружные и внутренние стены. Если стены не нагружены перекрытиями (рис. IV.30, *б* и IV.31, *б*), фундаменты имеют значительно меньшую ши-

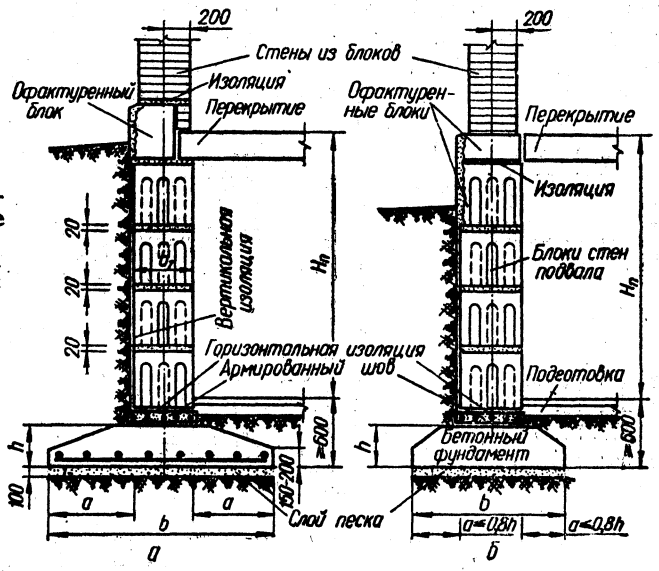


Рис. IV.30. Сборные фундаменты под наружные стены:

а — железобетонные при опирании панелей перекрытия на стены подвала; *б* — бетонные, когда панели перекрытий не опираются на стены подвала и $a<0{,}8\ h$.

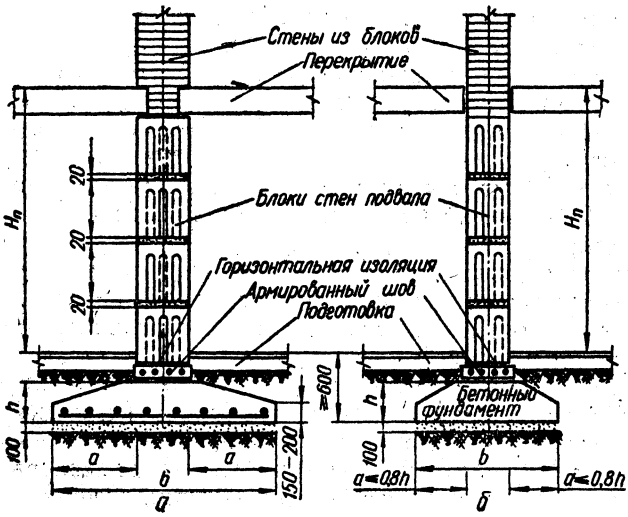


Рис. IV.31. Сборные фундаменты под внутренние стены:

а — железобетонные при опирании панелей перекрытий на стены подвала; *б* — бетонные, когда панели перекрытий не опираются на стены подвала и $a<0{,}8\ h$.

рину подошвы b и во многих случаях, когда длина консоли меньше высоты блока $a \leqslant (0{,}7 \div 0{,}8)\ h$, растянутую зону бетона можно не армировать и заменять железобетонные блоки бетонными.

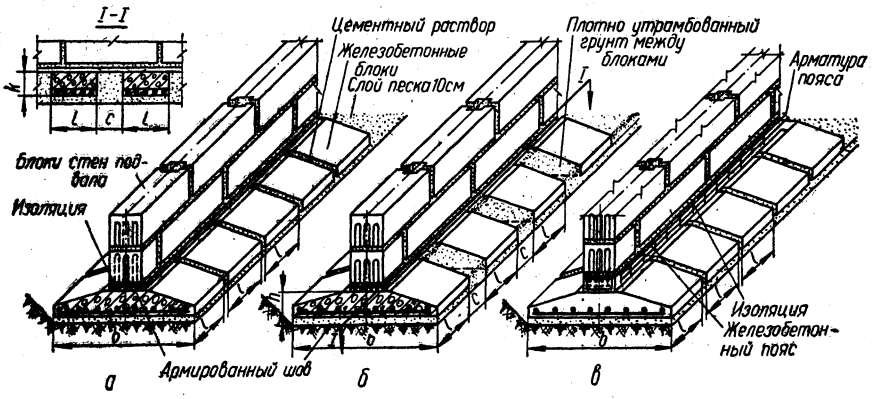


Рис. IV.32. Укладка фундаментных блоков:
а — блоки уложены вплотную; *б* — с разрывом один от другого; *в* — вплотную с железобетонным поверху поясом.

Армирование блоков производится сварными сетками (см. рис. IV.28). При этом, если длина консоли $a > 70 \div 80$ *см*, стержни принимаются длиной $l \doteq b_1 + 1{,}5\ a$. Сдвигая стержни через один влево и вправо, получаем расчетное сечение арматуры у грани стены и сечение арматуры в половинном количестве на конце консоли, но не менее трех стержней на 1 *м*.

Гидроизоляция ленточных фундаментов

Для предохранения стен от капиллярной сырости устраивается горизонтальная и вертикальная изоляция. Горизонтальная изоляция при отсутствии подвала укладывается на уровне бетонной подготовки подполья на 15—20 *см* выше уровня земли (см. рис. IV.23). При наличии подвала горизонтальная изоляция в наружных стенах укладывается на двух уровнях (см. рис. IV.24, *а* и *б*). Во внутренних стенах изоляция укладывается на уровне обреза фундамента (см. рис. IV.24, *в*).

В гибких сборных фундаментах горизонтальная изоляция укладывается по армированному шву, как показано на рис. IV.30 и IV.31.

В качестве изоляции используют слой асфальта толщиной 10—12 *мм* или два слоя толя, руберойда, уложенных на битумной мастике. Укладывается изоляция по выровненной раствором поверхности. Дегтевые рулонные материалы менее долговечны, так как дегтевые продукты с течением времени подвергаются выщелачиванию и разрушению.

Вертикальная изоляция устраивается только при наличии подвального этажа. Тип вертикальной изоляции зависит от влажности грунта. При сухих грунтах наружные поверхности стен подвала выравниваются и два раза покрываются горячим битумом. При сырых грунтах наружные поверхности стен штукатурятся цементно-известковым раствором состава 1 : 0,5 : 5 и после просушки покрываются два раза горячим битумом или оклеиваются рулонным ковром.

Если уровень грунтовых вод выше пола подвала, следует принять меры против затопления помещений подвала. Целесообразным и экономичным в этом случае является устройство дренажа.

При небольшом подпоре грунтовых вод стены и пол подвала защищаются специальной гидроизоляцией. Слой гидроизоляции должен

представлять собой непрерывную замкнутую оболочку, укладываемую с внешней стороны конструкции пола и стен. В качестве гидроизоляции в этих случаях обычно применяют ковер рулонных материалов, уложенных на мастике. Гидроизоляция стен защищается от повреждений, которые могут быть нанесены при строительстве или эксплуатации подвала, стенкой в $^1/_2$ кирпича или бетонными сборными плитами.

Раскладка блоков в плане

Раскладка фундаментных блоков в плане бывает сплошная (см. рис. IV.32, *а*) и прерывистая (рис. IV.32, *б*). При сплошной раскладке блоки укладывают вплотную друг к другу и каждая стена имеет свой типоразмер блока шириной подошвы b_i, соответствующей нормативной нагрузке $N_i^н$, приходящейся на 1 *м* длины. В сплошных фундаментах число типоразмеров блоков равно числу стен с различными по величине нагрузками $N_i^н$. В прерывистых ленточных фундаментах блоки в плане укладываются не вплотную, а на расстоянии *c* один от другого.

Прерывистые фундаменты устраиваются с целью уменьшения числа типоразмеров. Для этого фундаменты здания с нагрузками $N_i^н$, близкими по величине, собираются в группы. Причем, по наиболее нагруженному фундаменту N_1 каждой группы определяется ширина подошвы блока b_1. Этот блок укладывается в более нагруженный фундамент вплотную, а в остальных фундаментах этой группы (менее нагруженных) — на расстоянии *c*. Таким образом, каждая группа фундаментов конструируется одним типоразмером блока, уменьшая этим число типоразмеров до числа групп. Число групп зависит от того, насколько нагрузки $N_i^н$ разнятся между собой по величине. При небольшой разнице в нагрузках $N_i^н$ фундамент всего здания может быть законструирован одним типоразмером блока.

Расстояние *c* принимается из расчета, чтобы напряжения на грунт под подошвой двух фундаментов с различными по величине нагрузками $N_1^н$ и $N_i^н$ на 1 *м* длины при одном типоразмере были равны между собой и не превышали нормативного давления на грунт *R*. Расстояние *c* может быть определено по формуле *

$$c = \left(\frac{N_1^н}{N_i^н} - 1\right) l, \qquad \text{(IV.20)}$$

где $N_1^н$ — нормативная нагрузка, приходящаяся на 1 *м* длины фундамента более нагруженной стены (из рассматриваемой группы стен), по которой определяют ширину b_1 блока;

$N_i^н$ — нормативная нагрузка, приходящаяся на 1 *м* подошвы фундамента любой менее нагруженной стены;

l — длина блока рассматриваемой группы стен.

В отношении деформативности (осадки) прерывистые фундаменты находятся в более благоприятных условиях, чем сплошные. Это объясняется тем, что давление в грунтах сжимаемой толщи под

* Величина *c* определяется из равенства нагрузок, приходящихся на один типоразмер блока от веса более нагруженной $N_1^н$ и менее нагруженной $N_i^н$ стен $lN_i^н = (l+c)N_i^н$, откуда находим $c = \left(\frac{N_1^н}{N_i^н} - 1\right) l$.

каждым прямоугольным блоком прерывистого фундамента несколько меньше, чем под блоком сплошного ленточного фундамента (см. табл. IV.3). Следовательно, меньше также уплотнение грунтов, их осадка

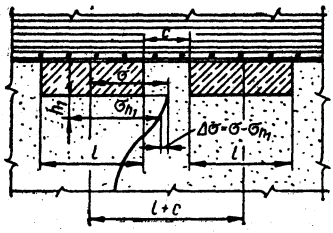


Рис. IV.33. Уменьшение напряжений в толще грунтов на глубине $h_1 = \frac{c}{2}(\sigma - \sigma_{h_1})$.

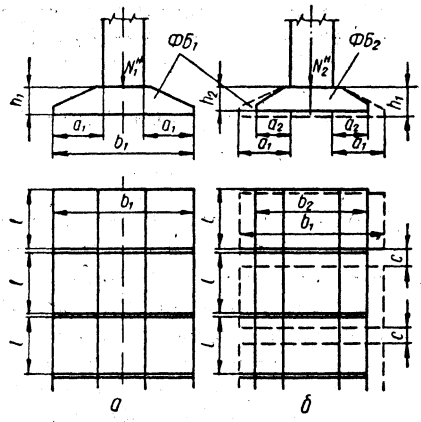


Рис. IV.34. Сборные железобетонные фундаменты:
а — сплошной *б* — прерывистый.

и осадка здания. Однако, учитывая, что расстояние c между блоками прерывистого ленточного фундамента обычно не более 40—80 *см*, то на глубине $h_1 = \frac{c}{2}$ от подошвы (рис. IV.33) уменьшение напряжений $\Delta\sigma = \sigma - \sigma_h$ и уменьшение осадки основания и здания будут весьма незначительны и поэтому не могут служить поводом для применения прерывистых фундаментов. Поэтому, как было указано выше, основной целью является сокращение числа типоразмеров блоков и упрощение работ по возведению фундаментов.

Прерывистый ленточный фундамент не следует смешивать со столбчатыми фундаментами, которые применяются при сосредоточенной передаче нагрузки от веса здания. Под столбчатыми фундаментами с квадратной или близкой к квадрату площадью подошвы и расстоянием между ними, намного превышающим размер фундамента, давление в грунтах обжимаемой толщи распределяется в обоих направлениях. Вследствие этого в два и более раз уменьшается напряжение в грунтах обжимаемой толщи по сравнению с ленточным фундаментом и в такой же степени уменьшается осадка здания.

Следует также иметь в виду, что уменьшение числа типоразмеров блоков путем замены сплошных сборных ленточных фундаментов прерывистыми приводит к некоторому перерасходу бетона и арматуры. Для уяснения рассмотрим два ленточных фундамента (рис. IV.34), нагруженных силами $N_1^н$ и $N_2^н < N_1^н$, имеющих соответственно ширину подошвы b_1 и b_2. Если блоки шириной b_2 (рис. IV.34, *б*) заменить блоками шириной b_1 (пунктир), уложенными на расстоянии c, то этим увеличивается длина консолей a_1 и a_2 и усилия Q и M, возникающие в консолях при воздействии на них реактивного давления грунта, и для их восприятия потребуется большая высота h_0 фундаментного блока или большая площадь арматуры F_a.

Из изложенного видно, что, если фундаментные блоки изготовляются в заводских условиях и могут быть доставлены на стройку всех унифицированных по каталогу размеров, следует уменьшать число типоразме-

ров в каждой группе — увеличить число групп с близкими по величине нагрузками на 1 *м* фундамента. Если же блоки изготовляются в построечных условиях, то следует уменьшать число групп — типоразмеров блоков, что может оказаться более экономичным; это должно быть подтверждено технико-экономическим расчетом.

РАСЧЕТ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Основные положения

В строительной практике, как было указано, в особенности при расчете ленточных фундаментов гражданских зданий принято для упрощения пренебрегать упругостью основания и считать, что давление на грунт распределяется по закону прямой линии. Такое допущение в дальнейшем положено в основу расчета.

При расчете фундаментов, так же как и при расчете массивных стен (глава VI), различают здания с жесткой конструктивной схемой и с упругой конструктивной схемой, так как давление на грунт у них распределяется по-разному.

Здания с жесткой конструктивной схемой

Гражданские здания имеют жесткую конструктивную схему. Жесткость зданию придают поперечные торцовые стены и лестничные клетки. При расчете фундаментов зданий с жесткой конструктивной схемой стены первого этажа при отсутствии подвала (рис. IV.35) или стены подвала (рис. IV.36) рассматриваются как одноярусные стойки с неподвижными шарнирными опорами. При шарнирном опирании и симметричном относительно шарнира фундаменте давление на грунт под подошвой от веса здания распределяется равномерно и эпюра напряжений σ представляет прямоугольник. Стены зданий с упругой конструктивной схемой рассматриваются как одноярусные стойки с защемленной нижней опорой, при которой давление на грунт под подошвой распределяется по трапеции или треугольнику в зависимости от величины эксцентриситета e_0 (см. рис. IV.6).

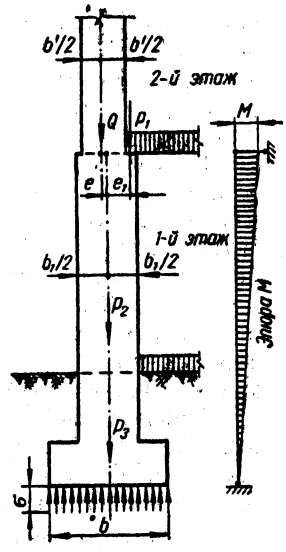


Рис. IV.35. Расчетная схема фундамента здания без подвала с жесткой конструктивной схемой.

Основными нагрузками при расчете фундаментов гражданских зданий являются:

Q — вес стены и перекрытий второго и вышележащих этажей при отсутствии подвала (рис. IV.35) или вес стены и перекрытий первого и вышележащих этажей при наличии подвала (рис. IV.36);

P_1 — вес перекрытия над первым этажом (над подвалом);

P_2 — вес стены первого этажа (подвала);

P_3 — собственный вес фундамента и грунта на обрезах, расположенных ниже уровня грунта (пола подвала).

Согласно указаниям СНиП II-В. 2—62 на проектирование каменных конструкций принимают, что сила Q приложена по оси стены второго

этажа (рис. IV.35) или первого этажа (рис. IV.36) и обычно с эксцентриситетом e вправо или влево относительно оси стены нижележащего этажа.

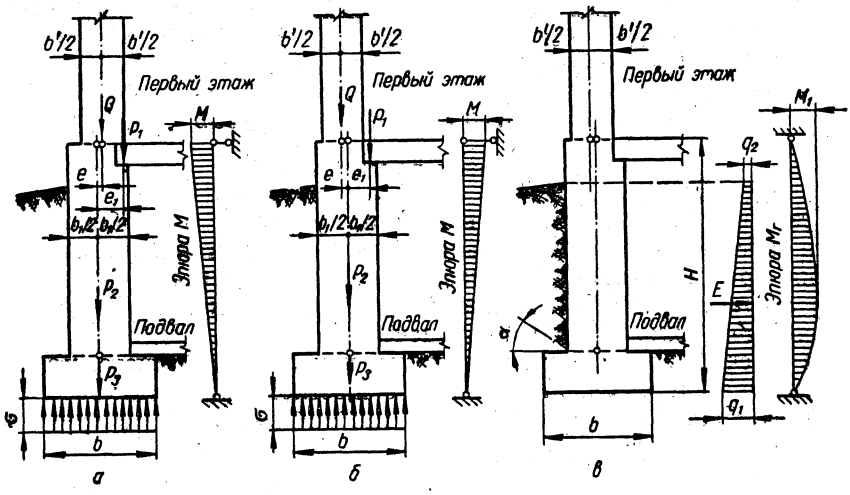


Рис. IV.36. Расчетные схемы фундаментов зданий с подвалом при жесткой конструктивной схеме:

а — равнодействующая сил P и Q расположена вправо от оси подвала; *б* — равнодействующая сил P и Q расположена влево от оси подвала; *в* — при давлении грунта на стену подвала.

Сила же P_1 принимается приложенной с фактическим эксцентриситетом e_1 относительно оси стены.

Равнодействующая сил Q и P_1 вызывает сжатие в стене первого этажа (подвала) и создает момент $M=Qe+P_1e_1$, изгибающий эту стену. Момент M имеет максимальное значение вверху стены и равен нулю по подошве фундамента в нижнем шарнире. Поэтому равнодействующая всех сил $N^н=Q+P_1+P_2+P_3$ создает (при симметричном фундаменте) равномерное давление на грунты основания и эпюра σ имеет вид прямоугольника.

На наружные стены подвала, кроме вертикальных нагрузок, оказывает горизонтальное давление грунт за стеной, вызывающий распределенную по высоте стенки нагрузку в виде трапеции (рис. IV.36, *в*) с ординатами q_1 и q_2. Горизонтальная нагрузка также изгибает стену подвала, но последняя, работая как балка, свободно лежащая на двух опорах, имеет нулевые моменты в шарнирах и не оказывает влияния на давление на грунт по подошве. Горизонтальную силу E воспринимают перекрытия над подвалом, пол подвала и сила трения фундамента о грунт.

Таким образом, фундаменты гражданских зданий с жесткой конструктивной схемой рассчитываются на центральное сжатие и, как правило, устраиваются симметричными относительно геометрической оси стены первого этажа (подвала). Стена подвала рассчитывается на внецентренное сжатие, принем эпюры M от вертикальной и горизонтальной нагрузок алгебраически суммируются.

Расчет ленточных фундаментов (жестких, гибких) состоит в определении следующих размеров: ширины подошвы b из условия деформативности грунтов основания при воздействии на них нормативной нагрузки $N^н+G^н$ (рис. IV.37, *а*), полезной высоты консоли h_0 и площади сечения рабочей арматуры F_a при воздействии на консоли

реактивного давления грунта от расчетной нагрузки N (рис. IV.37, *б*).

Здесь $N^н$ — равнодействующая всех нормативных нагрузок, приложенных в центре тяжести горизонтального сечения *I—I* на уровне земли при отсутствии подвала или на уровне пола подвала;

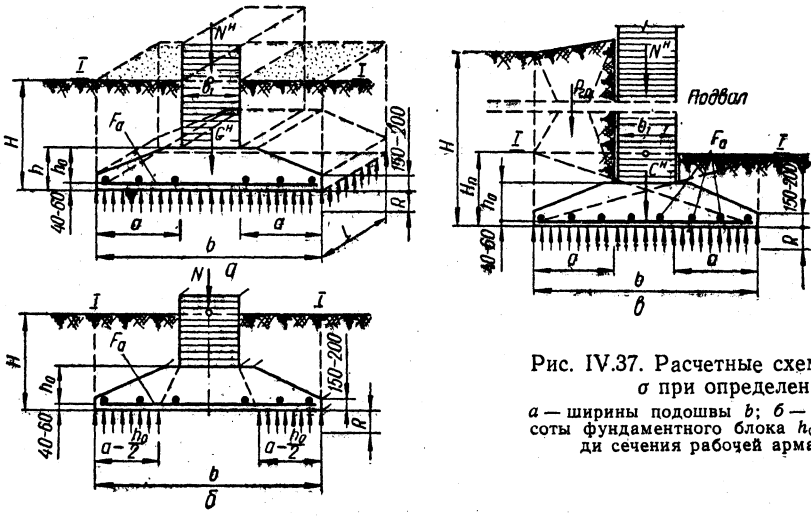


Рис. IV.37. Расчетные схемы и эпюры σ при определении:

а — ширины подошвы b; *б* — полезной высоты фундаментного блока h_0; *в* — площади сечения рабочей арматуры $F_а$.

N — то же, от расчетных нагрузок;

$G^н$ — равнодействующая всех нормативных нагрузок, лежащих ниже сечения *I—I* и приложенных в центре тяжести подошвы (вес стены, фундамента и грунта на обрезах). При наличии подвала в нагрузку $G^н$ вводят также вес грунта $P_{гр}$, лежащего выше пола подвала с наружной стороны стены (рис. IV.37, *в*).

Величины нагрузок $N^н$ и N определяют подсчетом веса частей здания и потому являются величинами, заранее известными.

Величину нагрузки $G^н$ можно определить по формуле

$$G^н = blH\gamma_0, \qquad (IV.21)$$

где b, l и H — размеры, показанные на рис. IV.37, *а*;

γ_0 — средний объемный вес фундамента, стены и грунта на обрезах ниже сечения *I—I*. Величину γ_0 принимают равной 0,002—0,0022 *кг/см*³, причем меньшее значение γ_0 принимают при больших величинах H и наоборот.

Величины l, H и γ_0 также заранее известны. Искомой же величиной является ширина подошвы фундамента b.

Для расчета обычно выделяют отрезок стены длиной $l=1$ *м* и для этого отрезка подсчитывают нормативные нагрузки $N^н$ и $G^н$ и расчетную N, по которым определяются b, h_0 и $F_а$.

Определение ширины подошвы ленточного фундамента b. Ширина подошвы b ленточного фундамента (жесткого, гибкого) определяется из условия равновесия сил $N^н+G^н$, действующих по подошве сверху вниз (рис. IV.37, *а*), и реактивного давления грунта $lbR^н$, действующего по подошве снизу вверх

$$N^н + G^н = lbR^н. \qquad (IV.22)$$

Расчет фундаментов под поперечные стены отличается от расчета под продольные стены подсчетом нагрузок; отличается также расчет

ленточных сплошных фундаментов от прерывистых. Поэтому они рассмотрены отдельно.

Ширина подошвы сплошных ленточных фундаментов b под продольные стены определяется по формуле *

$$b = \frac{N^н}{l(R^н - H\gamma_0)}, \qquad (IV.23)$$

где $R^н$ — нормативное давление грунта в *кг/см*² при глубине заложения подошвы фундамента от поверхности земли $H = 0{,}6 \div 5{,}0$ *м* и ширине подошвы $b = 0{,}6 \div 1{,}0$ *м* (величины $R^н$ помещены в табл. IV.5—IV.7).

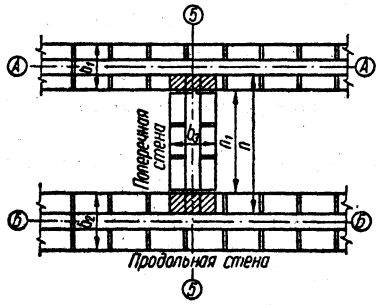


Рис. IV.38. К расчету фундаментов под поперечные стены.

Если ширина подошвы фундамента, найденная по формуле (IV.23), $b > 1{,}0$ *м*, необходимо уточнить величину $R^н$ с помощью коэффициентов m_b, приведенных в табл. IV.8, и повторить расчет.

При определении ширины подошвы ленточного фундамента под поперечные стены (рис. IV.38) необходимо учесть то, что часть подошвы под ними (заштрихованная) занята фундаментами продольных стен и что нагрузка от веса всей поперечной стены длиной n передается на фундамент меньшей длины n_1. Вследствие этого на 1 *м* фундамента поперечных стен фактически передается нагрузка $N_l^н \frac{n}{n_1}$, где n — расстояние между продольными стенами; n_1 — расстояние между продольными фундаментами. Поэтому ширина подошвы фундамента под поперечные стены определяется по формуле (IV.23), как и под продольные стены, но по нагрузке $N^н$, умноженной на отношение $\frac{n}{n_1}$.

$$b = \frac{N^н \frac{n}{n_1}}{100(R^н - H\gamma_0)} \qquad (IV.23а)$$

Ширина подошвы b прерывистого фундамента определяется в таком порядке (см. стр. 251): фундаменты с нагрузками $N_l^н$, близкими по величине, объединяются в группы; по максимальной нагрузке $N_1^н$ каждой группы определяют по формуле (IV.23) ширину b_1 блока, который укладывается в более нагруженный фундамент группы вплотную, а в менее нагруженные фундаменты той же группы — на расстоянии c. Расстояние c находят по формуле (IV.20).

Определение полезной высоты гибкого ленточного фундамента h_0 и площади поперечного сечения арматуры $F_а$. Величины h_0 и $F_а$ ленточных фундаментов определяются по формулам, приведенным в главе I для расчета элементов железобетонных конструкций прямоугольного сечения.

* Подставим в формулу (IV.22) вместо $G^н$ объем фундамента и грунта на обрезах $blH\gamma_0$, умноженный на средний объемный вес γ_0

$$N^н + G^н = N^н + blH\gamma_0 = blR,$$

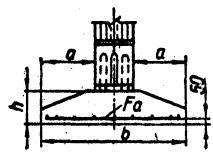
откуда

$$b = \frac{N^н}{l(R^н - H\gamma_0)}$$

Таблица IV. 15

Высота блока h и площадь рабочей арматуры F_a на 1 *м* длины блока фундамента

Давление на грунт $\sigma_т$ в *кг/см²*	h в *см*, F_a в *см²*	Длина консоли a в *см*										
		40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
1,0	h	25	25	25	25	30	30	30	30	30	40	40
	F_a	2,6/3,0	2,6/3,1	3,5/4,48	4,7/6,08	4,9/6,3	6,3/8,02	7,7/9,90	9,4/12,1	11,3/14,7	9,4/12,1	10,8/13,9
1,2	h	25	25	25	30	30	30	30	30	40	40	40
	F_a	2,6/3,0	2,9/3,67	4,1/5,26	4,5/5,72	6,2/7,9	7,6/9,75	9,4/12,1	11,5/14,8	9,7/12,4	11,8/14,4	13,1/16,8
1,4	h	25	25	30	30	30	30	30	40	40	40	40
	F_a	2,6/3,0	3,4/4,35	4,0/5,15	5,4/6,87	6,9/8,9	8,8/11,3	11,1/14,3	9,4/12,1	11,2/14,4	13,1/16,8	15,6/20,0
1,6	h	25	30	30	30	30	30	40	40	40	40	40
	F_a	2,8/3,6	3,4/4,3	4,5/5,73	6,0/7,75	8,0/10,2	10,1/13,0	8,9/11,5	10,6/13,7	12,8/16,5	15,0/19,2	13,6/17,6
1,8	h	30	30	30	30	30	40	40	40	40	50	50
	F_a	3,0/3,75	3,6/4,58	5,0/6,45	6,9/8,9	8,9/11,4	8,1/10,5	10,0/12,9	12,2/15,7	14,5/18,7	13,2/17,0	15,2/19,6
2,0	h	30	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50
	F_a	3,0/3,75	3,8/4,85	5,4/6,88	7,6/9,75	7,2/9,3	10,0/12,9	10,9/14,1	13,6/17,5	12,5/16,1	14,5/18,6	17,0/21,9
2,2	h	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60
	F_a	3,0/3,75	4,3/5,45	6,2/7,9	6,0/7,7	7,9/10,1	9,9/12,6	12,2/15,7	11,7/15,0	13,6/17,6	16,0/20,7	15,2/19,6
2,5	h	30	30	30	40	40	40	50	50	50	60	60
	F_a	3,0/3,75	4,7/6,02	6,9/8,88	6,8/8,7	8,9/11,5	11,2/14,5	10,9/14,0	12,8/16,5	15,7/20,2	14,7/18,9	17,4/22,7
2,8	h	30	30	40	40	40	50	50	50	60	60	60
	F_a	3,6/4,6	5,4/6,88	5,6/7,3	7,5/9,7	10,0/12,9	9,9/12,8	12,0/15,5	14,7/18,9	14,3/18,4	16,7/21,5	19,6/25,3
3,0	h	30	30	40	40	40	50	50				
	F_a	3,8/4,87	5,8/7,45	6,0/7,7	8,1/10,5	10,6/13,7	10,4/13,4	12,8/16,6				
3,5	h	30	40	40	40	50	50	50				
	F_a	4,3/5,45	5,0/6,5	6,9/8,9	9,4/12,1	10,5/13,6	12,3/15,9	15,0/19,3				
4,0	h	30	40	40	40	50	50	50				
	F_a	4,7/6,2	5,7/7,4	7,7/9,9	10,9/14,0	11,8/15,3	14,2/18,4	17,2/22,2				



Примечания: 1. В числителе дроби дана площадь арматуры для стали класса А-II периодического профиля, в знаменателе — для стали класса А-I.

2. Марка бетона должна быть: при $h=25$ *см* — не ниже 100; при $h=30\div40$ *см* — не ниже 150; при $h=50\div60$ *см* — не ниже 200.

Полезная высота h_0 гибкого ленточного фундамента определяется из условия прочности сжатой зоны бетона при изгибе консолей по формуле (I.43)

$$h_0 = r_0 \sqrt{\frac{M_к}{lR_и}},$$

где r_0 — коэффициент, зависящий от процента армирования μ и расчетных сопротивлений бетона и арматуры (табл. I.16);

$M_к$ — момент в консоли у грани стены $\left(M_к = \frac{\sigma_г a^2}{2}\right)$;

$\sigma_г$ — давление на грунт под подошвой от расчетных нагрузок без учета собственного веса фундамента и грунта на его обрезах в *кг/см²*;

a — длина консоли в *см*;

l — ширина сжатой зоны бетона, равная 1 *м* фундамента вдоль стены в *см*;

$R_и$ — расчетное сопротивление бетона при изгибе.

Кроме того, полезная высота h_0 должна удовлетворять условию прочности консоли по наклонному сечению по формуле *

$$h_0 = \frac{a\sigma_г}{R_р + 0{,}5\sigma_г} \qquad \text{(IV.24)}$$

где $R_р$ — расчетное сопротивление бетона на растяжение в *кг/см²*.

Площадь поперечного сечения рабочей арматуры $F_а$ может быть определена по приближенной формуле

$$F_а = \frac{\sigma a^2}{2R_а\, 0{,}9h_0}.$$

Высоту блока h у грани стены и площадь рабочей арматуры $F_а$ на 1 *м* ленточного фундамента (вдоль стены) можно также принять по табл IV.15 в зависимости от давления $\sigma_г$, испытываемого грунтом, и длины консоли a.

Следует применять унифицированные фундаментные блоки, изготовляемые заводами и помещенные в каталогах (табл. IV.16).

Пример 3. Рассчитать фундаментный блок под продольную стену здания с жесткой конструктивной схемой при следующих данных. Грунт — песок мелкий, плотный, маловлажный; из условия напластования грунтов (рис. IV.39) подошва фундамента заглублена на 3,0 *м*; средний объемный вес фундамента и грунта на обрезах $\gamma_0 = 2{,}1$ *т/м³* или 0,0021 *кг/см³*; нормативное давление на грунт при $H = 3{,}0$ *м* $R^н = 3{,}44$ *кг/см²* (табл. IV.6); нормативная нагрузка на уровне грунта от веса 1 *м* стены и перекрытия $N^н = 63200$ *кг* (расчетная $N = 74000$ *кг*).

---

* Если фундаментные блоки конструируются без поперечной арматуры (хомутов и отгибов), то сечение консолей должно удовлетворять условию (1.62)

$$Q < lh_0R_р,$$

Примем величину Q равной $(a - 0{,}5\,h_0)\, l\sigma_0$ и ширину консоли вдоль стены $l = 100$ *см*. Тогда формула (1.62) примет вид (см. рис. IV.37, *б*)

$$(a - 0{,}5h_0)\, 100\sigma_г < 100h_0R_р,$$

откуда

$$h_0 = \frac{a\sigma_г}{R_р + 0{,}5\sigma_г}.$$

Таблица IV. 16

Фундаментные блоки

Размеры в *см*			Вес в *т*	p в *кг/см²*	Вылет консоли $a_{макс}$ в *см*
l	b	h			
118	80	30	0,65	2—3,5	20
238	100	30	1,52	2 3	45 35
	120		1,75	2 3	45 36
	140		2,1	2 3	56 45
	160		2,43	2 3	67 52
	200		1,9	2 2,5	85 75
118	240	40	2,23	1,5 2	105 95
	280		2,55	1,5	120

Ширина подошвы фундамента. Ширину подошвы b из условий прочности грунтов основания определяем по формуле (IV.23)

$$b_у = \frac{N^н}{100\,(R^н - H\gamma_0)} = \frac{63\,200}{100\,(3{,}44 - 300 \cdot 0{,}0021)} = 225\ см.$$

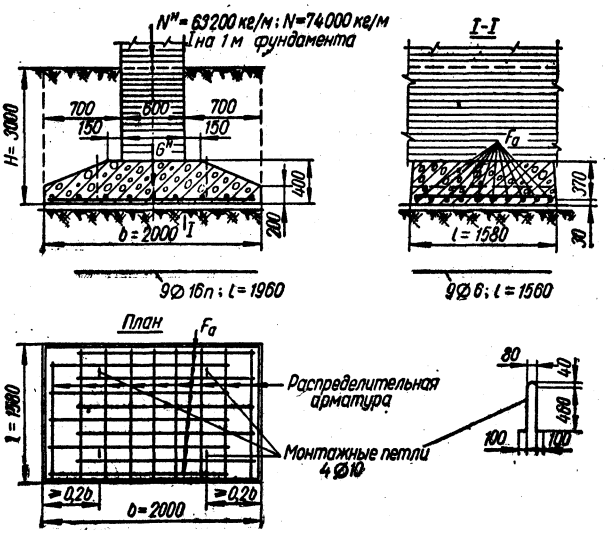


Рис. IV.39. К примеру 3.

Так как найденная ширина подошвы $b_у = 225\ см > 100\ см$, нормативное давление $R^н$ умножаем на коэффициент $m_b = 1{,}15$ (см. табл. IV.8) и вторично определяем b при $R^н = 3{,}44 \cdot 1{,}15 = 3{,}96\ кг/см^2$.

$$b = \frac{63\,200}{100\,(3{,}96 - 300 \cdot 0{,}0021)} = 190\ см \sim 200\ см.$$

Принимаем фундамент из сборных железобетонных блоков (рис. IV.39), уложенных вплотную один к другому.

Полезная высота блока. Длина консолей при толщине стены $b_1=60$ *см*

$$a=\frac{b-b_1}{2}=\frac{200-60}{2}=70\ см.$$

Давление на грунт от расчетной нагрузки $N=74000$ *кг*

$$\sigma_г=\frac{N}{bl}=\frac{74\,000}{200\cdot 100}=3{,}7\ кг/см^2.$$

Полезная высота блока из бетона марки 150 ($R_р=5{,}2$ *кг/см*^{2}) из условия прочности бетона на растяжение по формуле (IV.24)

$$h_0=\frac{a\sigma_г}{R_р+0{,}5\sigma_г}=\frac{70\cdot 3{,}7}{5{,}2+0{,}5\cdot 3{,}7}=37{,}3\ см.$$

Принимаем полную высоту блока $h=40$ *см* и полезную $h_0=37$ *см*.

Площадь рабочей арматуры. Величину $F_а$ определяем на всю длину блока $l=160$ *см*. Момент в консоли у грани стены от реактивного давления грунта $\sigma_г=3{,}7$ *кг/см*^{2} и длины консоли $a=70$ *см*:

$$M=\frac{\sigma_г l a^2}{2}=\frac{3{,}7\cdot 160\cdot 70^2}{2}=1\,450\,000\ кгсм.$$

Площадь рабочей арматуры из стали класса А-II ($R_а=2700$ *кг/см*^{2}) по формуле (I.42)

$$F_а=\frac{M}{R_а 0{,}9h_0}=\frac{1\,450\,000}{2700\cdot 0{,}9\cdot 37}=16{,}1\ см^2 \text{ или } 8\varnothing 16А\text{-II}.$$

Армирование блока показано на рис. IV.39.

Пример 4. Найти с помощью табл. IV. 15 толщину блока h и площадь рабочей арматуры $F_а$ на 1 *м* фундамента при данных предыдущего примера: давление на грунт под подошвой $\sigma_г=3{,}7$ *кг/см*^{2} и длина консоли $a=70$ *см*.

По табл. IV.15 на пересечении вертикали $a=70$ *см* с горизонталью $\sigma_г=3{,}7$ *кг/см*^{2} находим $h=40$ *см* и $F_а=10{,}0$ *см*^{2}.

При длине блока $l=1{,}6$ *м* $F_а=10{,}0\times 1{,}6=16{,}0$ *см*^{2} при стали класса А-II; $F_а=12{,}8\times 1{,}6=20{,}5$ *см*^{2} при стали класса А-I.

Пример 5. Рассчитать фундамент под продольную стену при таких данных: грунт — суглинок твердой консистенции ($\varepsilon=0{,}5$); глубина заложения подошвы фундамента от поверхности земли $H=80$ *см*; нормативное давление грунта при $H=0{,}8$ *м*

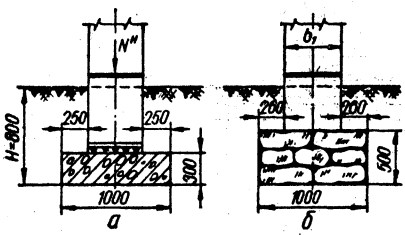


Рис. IV.40. Поперечное сечение ленточного фундамента (к примеру 5):
а — из бетонных блоков; *б* — бутового.

(по табл. IV.6, интерполируя, $R^н=2{,}3$ *кг/см*^{2}), нагрузка (нормативная) на 1,0 *м* фундамента (на уровне земли) $N^н=21000$ *кг*; объемный вес фундамента и грунта на обрезах $\gamma_0=0{,}0022$ *кг/см*^{3} (рис. IV.40).

Определяем ширину подошвы фундамента по формуле (IV.23)

$$b=\frac{N^н}{100(R^н-H\gamma_0)}=\frac{21\,000}{100(2{,}3-80\cdot 0{,}0022)}=100\ см.$$

Принимаем фундамент из сборных бетонных блоков высотой $h=30$ *см* с отношением $h:a$, равным $30:25=1{,}2$, при котором не требуется армирование консолей. На рис. IV.40, *б* показан вариант фундамента в буте.

Пример 6. Рассчитать ленточный фундамент 9-этажного здания. Фундамент законструирован из сборных железобетонных блоков в двух вариантах: сплошной (рис. IV.41, *а*) и прерывистый (рис. IV.41, *б*). Здание 9-этажное с кирпичными стенами без подвала. Нагрузки $N_i^н$ — нормативная и N_i — расчетная, приходящиеся на уровне

земли, от веса 1 *м* стены, перекрытий и крыши, найдены при расчете стен. Они составляют в *кг*:

Наружные продольные стены (оси *А* и *В*) . $N_1^н = 49200$; $N_1 = 56500$

Внутренняя продольная стена (ось *Б*) . . $N_2^н = 65000$; $N_2 = 74800$

Торцевая стена (ось 1) . . . . . $N_3^н = 37200$; $N_3 = 42500$

Поперечная стена (ось *2*) . . . . . $N_4^н = 30200$; $N_4 = 33200$

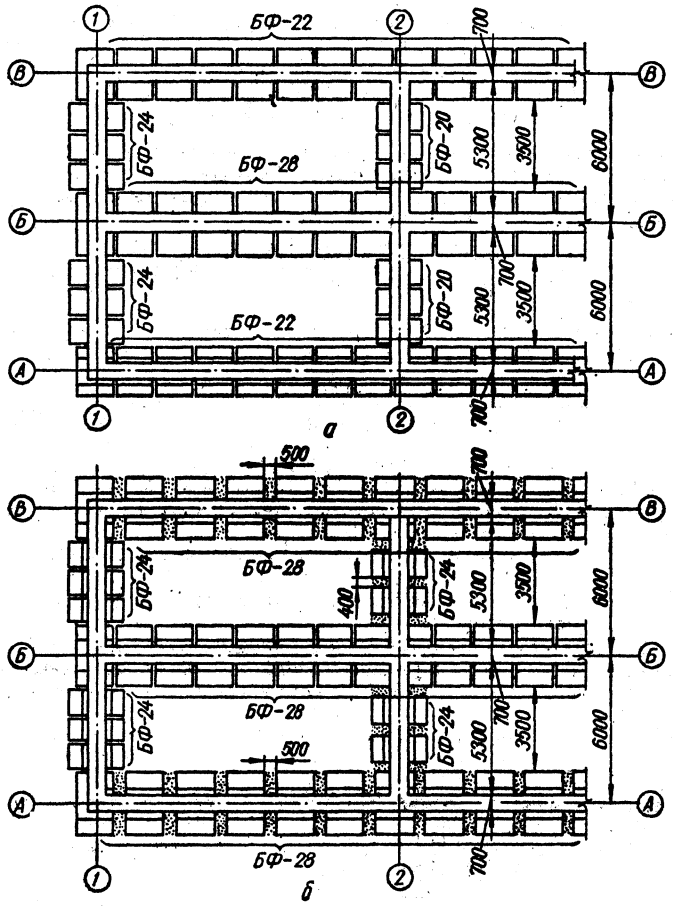


Рис. IV.41. Сборный железобетонный ленточный фундамент:
а — сплошной; *б* — прерывистый.

Грунты основания — супеси с коэффициентом пористости $\varepsilon = 0{,}7$ твердой консистенции. Подошва фундамента заложена от природного рельефа на глубину $H = 2{,}5$ *м*, так как верхние слои грунта слабые (рыхлые) и основанием под 9-этажное здание служить не могут. Нормативное давление грунта при глубине $H = 2{,}5$ *м* находим по табл. IV.6

$$R^н_{H=2,5} = 2{,}66 \text{ кг/см}^2.$$

Определение ширины *b* фундаментных блоков. Первый вариант (рис. IV.41, *а*). Фундаментные блоки расположены в плане вплотную друг к другу. Число типоразмеров блоков равно числу стен — четыре. Объемный вес фундамента и грунта на обрезах $\gamma_0 = 0{,}002$ *кг/см*². Ширину блоков *b* (при длине блока $l = 100$ *см*) определяем по формуле (IV.23).

Под продольные стены

$$b_1 = \frac{N_1^н}{100(R^н - H\gamma_0)} = \frac{49\,200}{100(2{,}66 - 250 \cdot 0{,}002)} = 228 \text{ см};$$

$$b_2 = \frac{N_2^н}{100(R^н - H\gamma_0)} = \frac{65\,000}{100(2{,}66 - 250 \cdot 0{,}002)} = 300 \text{ см}.$$

Нормативное давление $R^н = 2{,}66$ *кг/см*² умножаем на поправочные коэффициенты $m_b = 1{,}06$ (для фундамента b_1) и $m_b = 1{,}1$ (для фундамента b_2) из табл. IV.8 и вторично определяем b_1 и b_2:

$$b_1 = \frac{49\,200}{100(2{,}66 \cdot 1{,}06 - 250 \cdot 0{,}002)} = 212 \text{ см};$$

принимаем БФ-22;

$$b_2 = \frac{65\,000}{100(2{,}66 \cdot 1{,}1 - 250 \cdot 0{,}002)} = 268 \text{ см};$$

принимаем БФ-28.

При определении ширины фундаментных блоков под поперечные стены нормативные нагрузки $N_3^н$ и $N_4^н$ умножаем на отношение $\frac{n}{n_1}$ (см. стр. 256). В рассматриваемом примере (см. рис. IV.41, *а*) отношение $\frac{n}{n_1} = \frac{5{,}30}{3{,}50} \approx 1{,}50$.

Ширина b блоков по формуле (IV.23а)

$$b_3 = \frac{N_3^н \frac{n}{n_1}}{l(R^н - H\gamma_0)} = \frac{37\,200 \cdot 1{,}5}{100(2{,}66 - 250 \cdot 0{,}002)} = 258 \text{ см};$$

$$b_4 = \frac{N_4^н \frac{n}{n_1}}{l(R^н - H\gamma_0)} = \frac{30\,200 \cdot 1{,}5}{100(2{,}66 - 250 \cdot 0{,}002)} = 208 \text{ см}.$$

Ширина фундаментных блоков поперечных стен с учетом коэффициента m_b, помещенного в табл. IV.8 (при $b_3 = 258$ *см* $m_b = 1{,}08$; *при* $b_4 = 208$ *см* $m_b = 1{,}04$):

$$b_3 = \frac{37\,200 \cdot 1{,}5}{100(2{,}66 \cdot 1{,}08 - 250 \cdot 0{,}002)} = 235 \text{ см};$$

принимаем БФ-24;

$$b_4 = \frac{30\,200 \cdot 1{,}5}{100(2{,}66 \cdot 1{,}04 - 250 \cdot 0{,}002)} = 200 \text{ см};$$

принимаем БФ-20.

Итак, для первого варианта получены 4 типа фундаментных блоков по числу стен. Назовем их БФ-22; БФ-28; БФ-24 и БФ-20. Длина блоков l вдоль стены принята 158 *см* для продольных стен и 118 *см* для поперечных.

Второй вариант — прерывистый фундамент (рис. IV.41, *б*) из двух групп. В первую группу входят стены по осям *А—А*, *Б—Б* и *В—В*. Под ними фундаменты законструированы одним блоком БФ-28, уложенным под более нагруженную стену (ось *Б—Б*) вплотную; под менее нагруженные стены (оси *А—А* и *В—В*) — на расстоянии c_2. Расстояние c_2 определяем по формуле (IV.20)

$$c_2 = \left(\frac{N_2^н}{N_1^н} - 1\right) l = \left(\frac{65\,000}{49\,200} - 1\right) 160 \approx 50 \text{ см}.$$

Во вторую группу входят стены по осям *1—1* и *2—2*. Под ними фундаменты законструированы одним блоком БФ-24. Блоки БФ-24 уложены под более нагруженную стену (ось *1—1*) вплотную; под менее нагруженную стену (ось *2—2*) — на расстоянии c_4

$$c_4 = \left(\frac{N_3^н}{N_4^н} - 1\right) l = \left(\frac{37\,200}{30\,200} - 1\right) 160 \approx 40 \text{ см}.$$

Принимаем второй вариант ленточного прерывистого фундамента из двух блоков БФ-28 и БФ-24.

Полезную высоту блоков h_0 и сечение рабочей арматуры F_a определяем по моменту в консоли у грани стены от расчетных нагрузок $N_2=74800$ *кг* и $N_3=42500$ *кг*. Напряжения на грунт под подошвой фундаментов стен по осям *Б—Б* и *1—1*:

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{100b_2} = \frac{74\,800}{100 \cdot 280} = 2{,}67 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_3 = \frac{N_3}{100b_3} = \frac{42\,500 \cdot 1{,}5}{100 \cdot 240} = 2{,}66 \text{ кг/см}^2.$$

Определение величин h_0 и F_a приведено в таблице.

Высота блоков h_0 и площадь арматуры F_a (к примеру 6)

Типы блоков	Длина консолей a в *см*	Расчетная нагрузка N в *кг*	Марка бетона и R_p	h_0 в *см*, $h_0 = \frac{a\sigma_г}{R_p + 0{,}5\sigma_г}$	Момент M в *кгсм*, $M = \frac{\sigma_г l a^2}{2}$	Принятая высота h_0 в *см*	Сечение F_a в *см*², $F_a = \frac{M}{R_a\, 0{,}9h_0}$
БФ-28	105	74800	$\frac{200}{7{,}2}$	$\frac{105 \cdot 2{,}67}{7{,}2+0{,}5 \cdot 2{,}67} = 33$	$\frac{2{,}67 \cdot 100 \cdot 105^2}{2} = 1470000$	36	$\frac{1470000}{2400 \cdot 0{,}9 \cdot 36} 1{,}6 = 30{,}3$
БФ-24	85	42500·1,50= =63400	$\frac{150}{5{,}8}$	$\frac{85 \cdot 2{,}66}{5{,}8+0{,}5 \cdot 2{,}66} = 32$	$\frac{2{,}66 \cdot 100 \cdot 85^2}{2} = 962000$	36	$\frac{962000}{2400 \cdot 0{,}9 \cdot 36} 1{,}6 = 19{,}8$

Здания с упругой конструктивной схемой

Упругую конструктивную схему обычно имеют одноэтажные здания промышленного или складского типа. В них поперечные стены (за исключением торцовых) либо отсутствуют, либо расстояния между ними больше расстояний, установленных нормами и помещенных в табл. VI.24. Стены, столбы зданий с упругими опорами рассматриваются при расчете как стойки рамы, заделанные в грунт и шарнирно связанные с перекрытием (рис. IV.42). При упругих схемах фундамент работает на внецентренное сжатие под влиянием вертикальной силы $N^н$ и изгибающего момента M, вызванного внешними нагрузками. Момент M перегружает край подошвы и разгружает противоположный край. Эпюра давления на грунт под подошвой представляет трапецию, когда эксцентриситет $e_0 < \frac{b}{6}$ (см. рис. IV.6), или треугольник, когда $e_0 = \frac{b}{6}$.

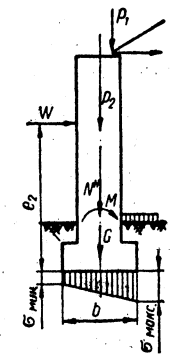


Рис. IV.42. Расчетная схема стены (столба) здания с упругими опорами.

Согласно указаниям СНиП, краевые давления на грунт под подошвой при внецентренном сжатии не должны превышать нормативных давлений более чем на 2%

$$\sigma_{макс} \leqslant 1{,}2R^н. \qquad (IV.25)$$

Критерием для перехода от формул для расчета центрально нагруженных фундаментов к формуле (IV.25) может служить величина относительного эксцентриситета

$$c_0 = \frac{e_0}{b_0} = \frac{M^н}{(N^н + G^н)\, b_0} = 0{,}0333^*, \qquad \text{(IV.26)}$$

где e_0 — эксцентриситет сил $(N^н + G^н)$ относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы;

b_0 — ширина подошвы фундамента при центральном сжатии.

Здесь, в зависимости от величины c_0, имеют место два случая внецентренного сжатия: $c_0 \leqslant 0{,}033$ и $c_0 > 0{,}033$. В первом случае ($c_0 \leqslant 0{,}033$) максимальные краевые давления $\sigma_{макс} \leqslant 1{,}2\, R^н$ и ширина подошвы фундамента может быть найдена по формуле (IV.23), как при центральном сжатии. Причем, превышение давления в процентах будет равно $6 \cdot c_0 \times \times 100$.

Во втором случае ($c_0 > 0{,}033$), чтобы было соблюдено условие (IV.25) ширина подошвы определяется по формуле **

$$b = \frac{N^н}{2{,}4\,(R^н - H\gamma_0)} \left(1 + \sqrt{1 + 29 e_0 \cdot \frac{R^н - H\gamma_0}{N^н}}\right). \qquad \text{(IV.27)}$$

При ширине подошвы b, найденной по формуле (IV.27), краевые давления на грунт под подошвой будут равны $\sigma_{макс} = 1{,}2\, R^н$.

Величины краевых давлений на грунт при внецентренном сжатии и заданной ширине подошвы b проверяются по формуле сложного сопротивления

$$\sigma_{\substack{макс \\ мин}} = \frac{N^н + G^н}{lb} \pm \frac{M}{W}. \qquad \text{(IV.28)}$$

Пример 7. Найти ширину подошвы фундамента здания с упругой конструктивной схемой при таких данных (рис. IV.43, *а*): нормативная нагрузка от 1 *м* стены и перекрытий на уровне пола $N^н = 24{,}5$ *т*; нормативное давление на грунт $R^н = 2$ *кг/см²* (20 *т/м²*); момент от внецентренного приложения нагрузки $M = 0{,}58$ *тм*; расстояние от

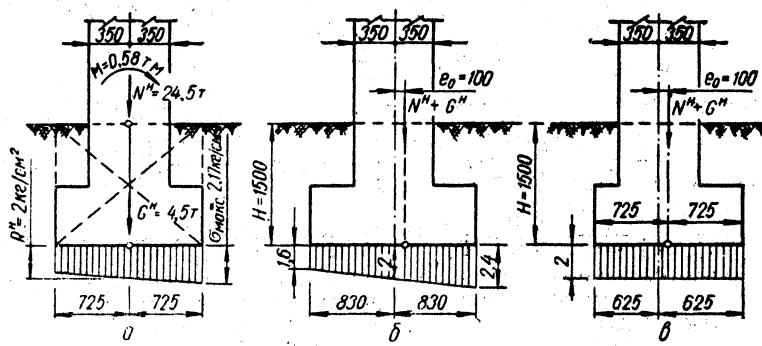


Рис. IV.43. Расчетные схемы к примерам 7 и 8.

---

* Из равенства $\sigma_{макс} = \left(1 + \frac{6e_0}{b_0}\right) = 1{,}2\,\sigma$ находим, что $\frac{6e_0}{b_0} = 6c_0 = 0{,}20$, откуда $c_0 = \frac{0{,}2}{6} = 0{,}033$. Увеличение краевого давления при $\sigma_0 = R^н$ равно $6\, c_0 \cdot 100\%$.

** По формуле сложного сопротивления (при расчете 1 *пог. м* фундамента)

$$\sigma = \frac{N^н}{b} + \frac{M}{N} = \frac{N^н}{b} + \frac{6e_0 N^н}{b^2} = 1{,}2(R - H\gamma_0);$$

$$1{,}2\,(R - H\gamma_0)\, b^2 - N^н b - 6e_0 N^н = 0,$$

откуда

$$b = \frac{N^н}{2{,}4\,(R - H\gamma_0)} \left(1 + \sqrt{1 + 29 e_0 \frac{R - H\gamma_0}{N^н}}\right)$$

уровня земли до подошвы фундамента $H=1{,}5$ *м*; средний объемный вес фундамента и грунта на обрезах $\gamma_0=2{,}1$ *т/м*³. Случай, когда $c_0<0{,}033$.

Определяем ширину подошвы фундамента по формуле (IV.23), как при центральном сжатии

$$b=\frac{N^н}{l(R^н-H\gamma_0)}=\frac{24{,}5}{1(20-1{,}5\cdot 2{,}1)}=1{,}45\ м.$$

Вес фундамента и грунта на обрезах по формуле (IV.21)

$$G^н=blH\gamma_0=1{,}45\cdot 1\cdot 1{,}50\cdot 2{,}1\approx 4{,}5\ т.$$

Величина относительного эксцентриситета по формуле (IV.26)

$$c_0=\frac{M}{(N^н+G^н)b_0}=\frac{0{,}58}{(24{,}5+4{,}5)1{,}45}=0{,}014<0{,}033.$$

Так как относительный эксцентриситет $c_0<0{,}033$, принимаем ширину подошвы $b=1{,}45$ *м*, найденную по формуле (IV.23). Краевые давления превышают расчетные сопротивления на $6c_0100=6\cdot 0{,}014\cdot 100=8{,}4\%<20\%$.

$$\sigma_{макс}=1{,}084\cdot 2=2{,}17\ кг/см^2<2\cdot 1{,}2=2{,}4\ кг/см^2.$$

Пример 8. Найти ширину подошвы фундамента здания с упругой конструктивной схемой при данных предыдущего примера, но при $M=2{,}95$ *тм* (рис. IV.43, *б*).

Пример рассмотрен для случая, когда $c_0>0{,}033$. Определяем:

по формуле (IV.23) ширину подошвы b_0 (без учета влияния момента) как при центральном сжатии

$$b_0=\frac{N^н}{l(R^н-H\gamma_0)}=\frac{24{,}5}{1(20-1{,}5\cdot 2{,}1)}=1{,}45\ м;$$

по формуле (IV.21) вес фундамента и грунта на обрезах $G^н$

$$G^н=blH\gamma_0=1{,}45\cdot 1\cdot 1{,}5\cdot 2{,}1=4{,}5\ т;$$

по формуле (IV.26) относительный эксцентриситет c_0

$$c_0=\frac{M}{(N^н+G^н)b_0}=\frac{2{,}95}{(24{,}5+4{,}5)1{,}45}=0{,}07>0{,}033.$$

Так как величина $c_0>0{,}033$, то краевые давления будут больше нормативных на $6c_0100=6\cdot 0{,}07\cdot 100=42\%$. Чтобы краевые давления превышали нормативные только на 20%, определяем ширину подошвы по формуле (IV.27). Вновь определяем:

эксцентриситет сил $(N^н+G^н)$ относительно центра тяжести подошвы фундамента e_0

$$e_0=\frac{M}{N^н+G^н}=\frac{2{,}95}{24{,}5+4{,}5}\approx 0{,}1\ м;$$

по формуле (IV.27) ширину подошвы фундамента b при внецентренном сжатии

$$b=\frac{N^н}{2{,}4(R^н-H\gamma_0)}\left(1+\sqrt{1+29e_0\frac{R^н-H\gamma_0}{N^н}}\right)=$$

$$=\frac{24{,}5}{2{,}4(20-1{,}5\cdot 2{,}1)}\left(1+\sqrt{1+29\cdot 0{,}1\frac{20-1{,}5\cdot 2{,}1}{24{,}5}}\right)=1{,}66\ м.$$

При найденной ширине подошвы $b=1{,}66$ *м* краевые напряжения на грунт по формуле (IV.28), пренебрегая незначительным изменением собственного веса фундамента и грунта на обрезах, будут равны

$$\sigma_{макс}=\frac{N^н+G^н}{lb}+\frac{M}{W}=\frac{24{,}5+4{,}5}{1\cdot 1{,}66}+\frac{2{,}95\cdot 6}{1\cdot 1{,}66^2}=24\ т/м^2=1{,}2R.$$

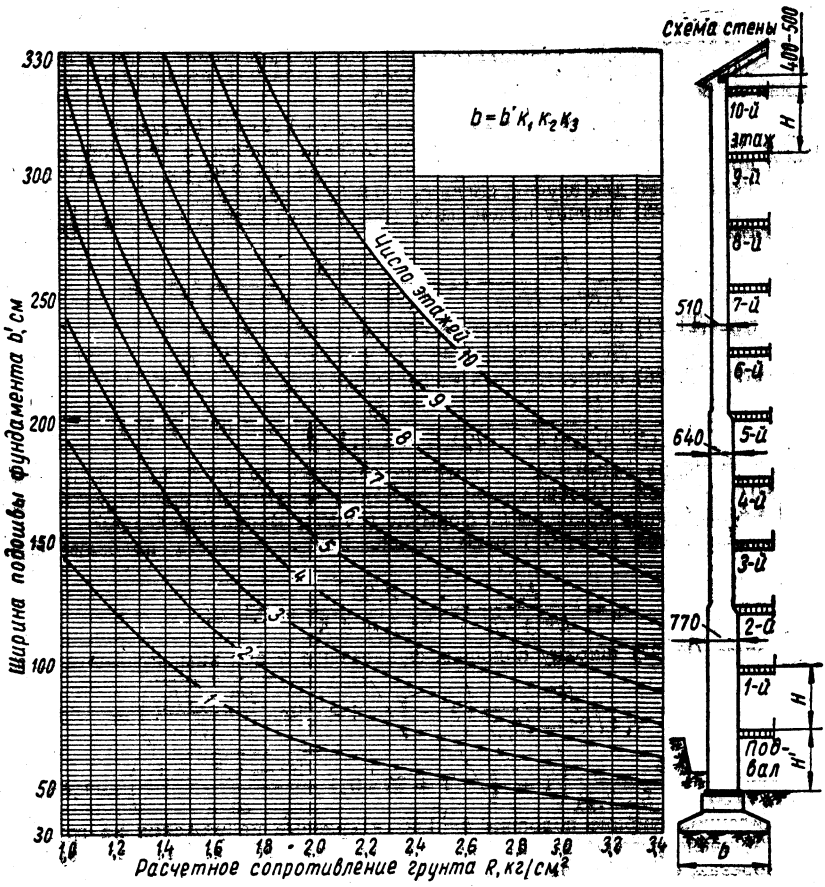
Если в рассмотренном примере сдвинуть подошву фундамента в сторону эксцентриситета на величину $e_0=10$ *см*, т. е. совместить центр тяжести фундамента с точкой приложения равнодействующей $N^н+G^н$, то в этом случае фундамент будет работать на центральное сжатие с прямоугольной эпюрой давления $\sigma=2$ *кг/см*²$=R$ (см. рис. IV.43, *в*) при ширине фундамента $b=1{,}45$ *м*.

Однако совмещение центра тяжести подошвы фундамента с точкой приложения равнодействующей возможно лишь тогда, когда момент возникает от постоянно действующих сил, т. е. когда точка приложения равнодействующей фиксирована и не меняет своего положения. В тех случаях, когда момент зависит от временных нагрузок, которые могут отсутствовать или менять положение, фундамент следует располагать симметрично относительно оси стены и рассчитывать в зависимости от величины c_0 по формуле (IV.26).

Расчет ленточных фундаментов по графику

Для расчета ленточных фундаментов гражданских зданий в стадии проектного задания построены графики (рис. IV.44 и IV.45), позволяющие при заданном числе этажей и нормативном сопротивлении $R^н$ грунта определять ширину подошвы фундамента b.

По графику, приведенному на рис. IV.44, определяют ширину подошвы фундамента b' под наружные стены; по графику, приведенному на рис. IV.45,— под внутренние стены.



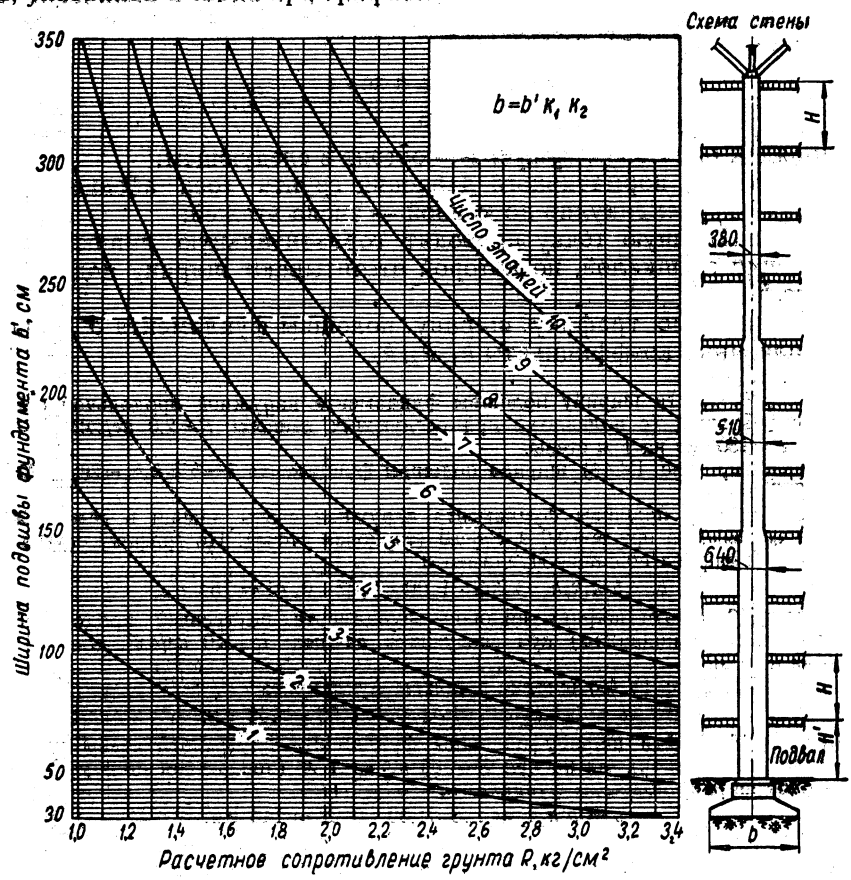
H	390	360	330	270
k_1	1,04	1,00	0,96	0,90

ω	0,0	5%	10%	15%	20%	25%	30%
k_2	1,07	1,04	1,02	1,00	0,98	0,96	0,93

P	0,00	300	600	900	1200	1500	1800	2100
k_3	0,76	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10

Рис. IV.44. График для расчета ленточных фундаментов наружных стен.

Расчет фундамента с помощью графиков можно производить только в том случае, когда толщина стены по этажам соответствует толщине стены, указанной в схеме при графике.



H	390	360	330	270
k_1	1,04	1,00	0,96	0,9

P	0,00	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500
k_2	0,52	0,62	0,72	0,82	0,91	1,00	1,09	1,18

Рис. IV.45. График для расчета ленточных фундаментов внутренних стен.

При построении графиков приняты следующие данные:

Высота этажей . . . . . $H=3{,}60$ *м*

Отношение площади окон к площади стены $\omega=15\%$

Нагрузка на 1 *м* наружной стены от одного перекрытия $\left(q\frac{1}{2}\right)$ . . . . . $P=1500$ *кг*

То же, внутренней стены $\left(q\frac{l_1+l_2}{2}\right)$ . . . . $P=2500$ *кг*

Объемный вес кладки стен . . . . . $\gamma_к=1600$ *кг/м*³

При иных значениях величин H, ω и P ширина подошвы b', найденная по графикам, умножается на поправочные коэффициенты k_1, k_2 и k_3, значения которых помещены в таблицах при графиках.

Если высота этажа H или нагрузка на 1 *м* стены P меняется по этажам, то в этом случае определяются средние значения величин $H_{ср}$ и $P_{ср}$, по которым ведется расчет. Например: высота первых двух этажей по 4,65 *м*; высота верхних четырех этажей по 3,30 *м*; средняя высота этажа

$$H_{ср} = \frac{4{,}65 \cdot 2 + 3{,}30 \cdot 4}{6} = 3{,}75 \text{ м}.$$

Порядок расчета по графикам состоит в следующем:

от точки $R^н$ нормативного давления грунта (оси абсцисс) восстанавливают перпендикуляр до кривой — числа этажей;

через найденную точку проводят горизонтальную линию влево до пересечения со шкалой, по которой отсчитывают ширину подошвы фундамента b';

найденную по графику ширину подошвы фундамента b' умножают на поправочные коэффициенты k_1, k_2, k_3.

Пример 9. Найти ширину подошвы фундамента наружной продольной стены здания в семь этажей (с подвалом) при следующих данных: $R=2{,}0$ *кг/см²*; $H=3{,}60$ *м*; $\omega=20\%$; $P=1800$ *кг* на 1 *м* стены.

По графику (рис. IV.44) ширина подошвы фундамента $b=b'k_1k_2k_3=202\cdot1{,}00\times0{,}98\times\times1{,}05=208$ *см*.

Найти ширину подошвы фундамента наружной стены здания в семь этажей по этим же данным, но при $\omega=0{,}0$ и $P=0{,}0$ (торцовая стена). По графику, приведенному на рис. IV.44, ширина подошвы фундамента

$$b = b'k_1k_2k_3 = 202 \cdot 1{,}00 \cdot 1{,}07 \cdot 0{,}76 = 164 \text{ см}.$$

Пример 10. Найти ширину подошвы фундамента внутренней продольной стены в семь этажей (с подвалом) при следующих данных: $R=2{,}0$ *кг/см²*; $H=3{,}60$ *м*; $P=3000$ *кг* на 1 *м*.

По графику (рис. IV.45) ширина подошвы фундамента

$$b = b'k_1k_2 = 236 \cdot 1{,}00 \cdot 1{,}09 = 258 \text{ см}.$$

Пример 11. Найти ширину подошвы фундамента внутренней стены в семь этажей по данным примера 10, но при $P=500$ *кг* на 1 *м* (поперечная стена). По графику (рис. IV.45) ширина подошвы фундамента

$$b = b'k_1k_2 = 236 \cdot 1{,}00 \cdot 0{,}62 = 146 \text{ см}.$$

ФУНДАМЕНТЫ ПОД ОТДЕЛЬНЫЕ ОПОРЫ

Фундаменты под столбы

Фундаменты под отдельные каменные опоры устраиваются в зданиях с массивными стенами, если грунт, который может служить основанием, залегает на большой глубине от дневной поверхности земли. В этом случае до материка выводятся отдельные столбы, а стены устраиваются по

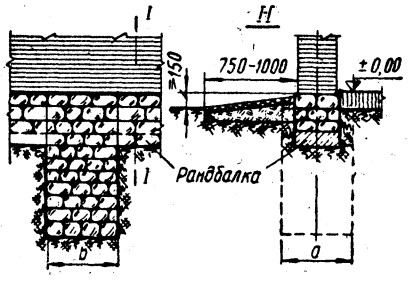


Рис. IV.46. Столбчатый бутовый фундамент.

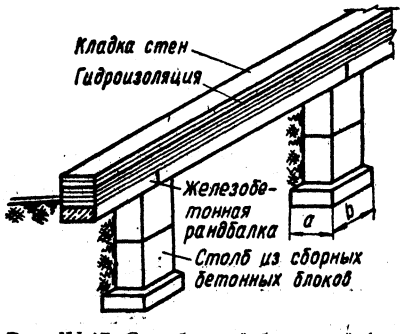


Рис. IV.47. Столбчатый бетонный фундамент.

сборным железобетонным рандбалкам, уложенным по столбам на 40—50 *см* ниже спланированной поверхности земли, при наличии подвала — на 15—20 *см* ниже пола подвала. Такой тип фундамента при указанных грунтовых условиях является экономически более выгодным по сравнению с глубоким ленточным фундаментом. На рис. IV.46 показан столбчатый бутовый фундамент, а на рис. IV.47 — фундамент из бетонных блоков (при небольшой глубине залегания материка и небольших нагрузках на подошву). При больших нагрузках и слабых грунтах основания столбчатый фундамент может быть основан на свайном кусте (см. стр. 359). Опускные колодцы применяются при слабых или насыщенных водой грунтах и основываются, как правило, на материковых грунтах (рис. IV.48).

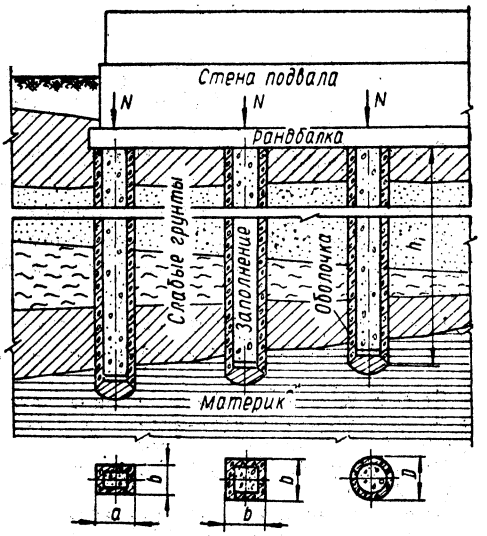


Рис. IV.48. Опускные колодцы.

Фундаменты под отдельно стоящие опоры бывают в плане квадратного, прямоугольного и таврового или П-образного сечения.

При центральной передаче нагрузки следует принимать фундамент квадратного сечения в плане (рис. IV.49, *а*), так как осадка основания

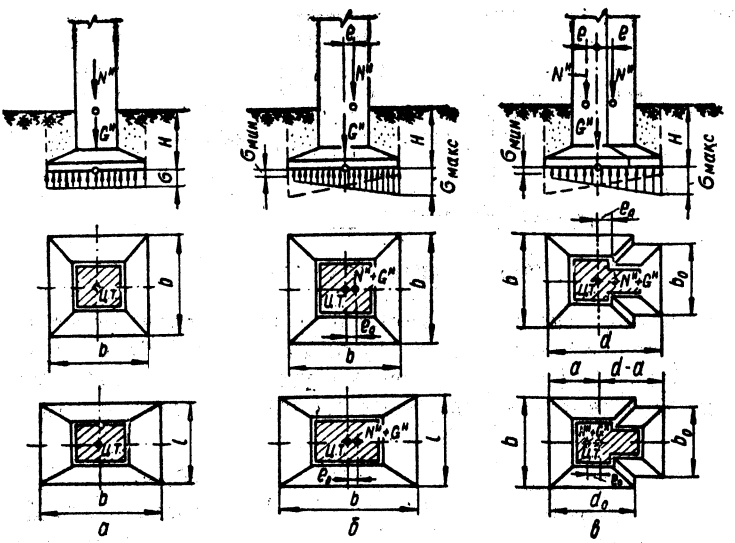


Рис. IV. 49. Расчетные схемы и эпюры напряжений под подошвой фундаментов:
а — при центральном сжатии и квадратной форме (прямоугольной) в плане; *б* — при внецентренном сжатии и квадратной (прямоугольной) форме в плане; *в* — при внецентренном сжатии и тавровой форме в плане.

под фундаменты квадратной формы меньше осадки основания под фундаменты прямоугольной формы такой же площади. При внецентренной передаче нагрузки обычно принимают фундамент прямоугольного сечения в плане (рис. IV.49, *б*), причем большую сторону прямоугольника

располагают в направлении действия момента. Отношение большей стороны прямоугольника к меньшей следует принимать возможно ближе к единице. Фундамент таврового сечения в плане (рис. IV.49,*в*) обычно принимают в тех случаях, когда сама опора имеет сечение тавра.

Расчет фундаментов отдельно стоящих опор прямоугольного и квадратного сечений в плане состоит в следующем.

При центральной передаче нагрузки (рис. IV.49, *а*), а также при внецентренной, когда относительный эксцентриситет $c_0 = \frac{e_0}{d_0} \leqslant 0{,}033$, площадь подошвы фундамента определяют по формуле центрального сжатия

$$F = lb = \frac{N^н}{R^н - H\gamma_0} \qquad \text{(IV.29)}$$

При внецентренной передаче нагрузки (рис. IV.49, *б*), когда величина $c_0 = \frac{e_0}{d} > 0{,}033$, b определяется по формуле

$$b = \frac{N^н}{2{,}4l\,(R^н - H\gamma_0)}\left(1 + \sqrt{1 + 29l_0 l\,\frac{R^н - H\gamma_0}{N^н}}\right) \qquad \text{(IV.30)}$$

Фундаменты таврового сечения в плане рассчитываются в зависимости от расположения силы $N^н$ относительно центра тяжести подошвы фундамента по следующим формулам.

Сила $N^н$ проходит в пределах участка $d—a$ (рис. IV.49, *в*):

$$\sigma_{макс} = \frac{N^н + G^н}{F} + \frac{M(d-a)}{I} \leqslant 1{,}20R^н;$$
$$\sigma_{мин} = \frac{N^н + G^н}{F} - \frac{Ma}{I} \geqslant 0; \qquad \text{(IV.31)}$$

сила $N^н$ проходит в пределах участка a:

$$\sigma_{макс} = \frac{N^н + G^н}{F} + \frac{Ma}{I} \leqslant 1{,}20R^н;$$
$$\sigma_{мин} = \frac{N^н + G^н}{F} - \frac{M(d-a)}{I} \geqslant 0. \qquad \text{(IV.32)}$$

Здесь $N^н$ — равнодействующая всех нормативных нагрузок, приложенных в центре тяжести подошвы фундамента;

M — момент сил $N^н$ и $G^н$ относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента;

F — площадь подошвы фундамента;

a и $(d—a)$ — расстояния от центра тяжести подошвы фундамента до крайних волокон;

I — момент инерции таврового и П-образного сечений.

Положения центра тяжести таврового или П-образного сечений (расстояние a) и момент инерции I находят по формулам

$$a = ad; \qquad \text{(IV.33)}$$

$$I = \beta\,\frac{bd^3}{12} \qquad \text{(IV.34)}$$

Коэффициенты α и β зависят от размеров таврового и П-образного сечений и принимаются по графику, построенному аналогично графику Штрасснера * (рис. IV.50).

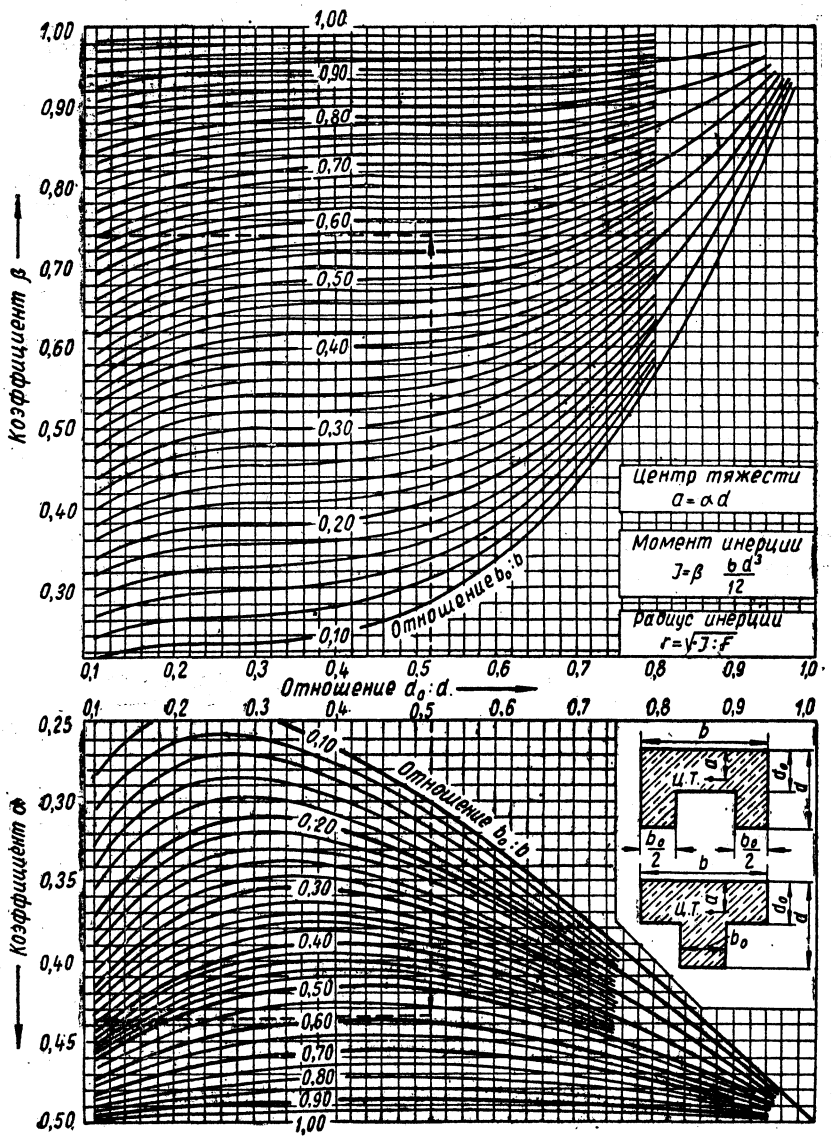


Рис. IV.50. График для определения центра тяжести и момента инерции таврового и П-образного сечений.

Пример 12. Найти с помощью графика: a — расстояние от центра тяжести до ближайшей грани подушки фундамента и момент инерции таврового сечения I относительно центра тяжести (рис. IV.52). Отношения $d_0 : d = 38 : 90 = 0{,}42$; $b_0 : b = 52 : 129 = 0{,}40$.

---

* Обозначив отношение сторон $d_0 : d = n$; $b = m$ (см. рис. IV. 51) и подставив их в выражения для F, S и I, получим после некоторых преобразований выражения для α и β, по которым построен график (см. рис. IV. 50)

$$\alpha = 0{,}5\,\frac{m + (1 - m)\,n^2}{m + (1 - m)\,n}, \quad \beta = m + 12m\,(0{,}5 - \alpha)^2 + n^3\,(1 - m) + 12n\,(1 - m)(\alpha - 0{,}5n)^2.$$

По графику от точки, в которой $d_0 : d = 0{,}42$, проводим вертикальную линию вниз и вверх до пересечения с кривыми, где $b_0 : b = 0{,}40$. Через найденные точки проводим горизонтальные линии влево до пересечения со шкалами, по которым отсчитываем величины $\alpha = 0{,}388$ и $\beta = 0{,}60$.

По найденным α и β определяем:

$$a = \alpha d = 0{,}388 \cdot 90 = 35 \text{ см};$$

$$I = \beta \frac{bd^3}{12} = 0{,}6 \frac{1{,}29 \cdot 0{,}9^3}{12} = 0{,}47 \text{ м}^4.$$

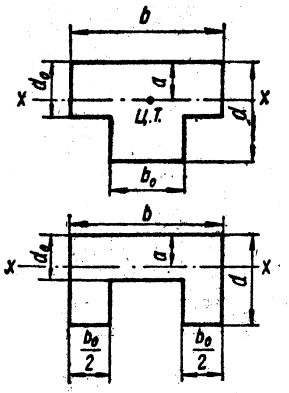


Рис. IV.51. Тавровое и П-образное сечения фундаментов.

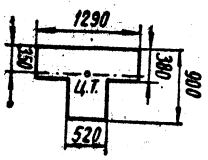


Рис. IV.52. К примеру 12.

Пример 13. Рассчитать фундамент под кирпичный столб (рис. IV. 53) при следующих данных: $N^н = 64{,}6$ *т*; $M = 4{,}2$ *тм*; $R^н = 22{,}5$ *т/м²*; $H = 1{,}5$ *м*; $\gamma_0 = 2{,}0$ *т/м³*.

Определяем площадь подошвы фундамента по формуле (IV.29) без учета влияния момента

$$F = \frac{N^н}{R^н - H\gamma_0} = \frac{64{,}6}{22{,}5 - 1{,}5 \cdot 2{,}0} = 3{,}32 \text{ м}^2 \text{ или } bl = 2{,}1 \cdot 1{,}6 = 3{,}36 \text{ м}^2.$$

Вес фундамента и грунта на обрезах по формуле (IV.21) при $\gamma_0 = 2{,}0$ *т/м³*

$$G^н = FH\gamma_0 = 3{,}36 \cdot 1{,}5 \cdot 2{,}0 \approx 10{,}1 \text{ т}.$$

Эксцентриситет — расстояние от точки приложения равнодействующей сил $N^н + G^н$ до центра тяжести подошвы фундамента

$$e_0 = \frac{M}{N^н + G^н} = \frac{4{,}2}{64{,}6 + 10{,}1} = 0{,}056 \text{ м};$$

относительный эксцентриситет

$$c_0 = \frac{e_0}{b} = \frac{0{,}056}{2{,}1} = 0{,}027 < 0{,}033.$$

Принимаем размеры подошвы фундамента по формуле (IV.29), при которых $c_0 < 0{,}033$ и краевые давления на грунт превышают нормативное давление на $6c_0 = 6 \cdot 0{,}027 \cdot 100 = 16\% < 20\%$.

$$\sigma_{макс} = 22{,}5 \cdot 1{,}16 = 26 \text{ т/м}^2 \text{ или } 2{,}6 \text{ кг/см}^2.$$

Пример 14. Рассчитать фундамент под кирпичный столб по данным предыдущего примера, но при $M = 11{,}2$ *тм*. Определяем:

эксцентриситет сил $N^н + G^н$

$$e_0 = \frac{M}{N^н + G^н} + \frac{11{,}2}{64{,}6 + 10{,}1} = 0{,}15 \text{ м или } 15 \text{ см};$$

относительный эксцентриситет по формуле (IV.26)

$$c_0 = \frac{e_0}{b_0} = \frac{0{,}15}{2{,}1} = 0{,}072 > 0{,}033.$$

Так как величина $c_0 > 0{,}033$, краевые давления на грунт превысили бы нормативное давление на $6c_0 = 6 \cdot 0{,}072 \cdot 100 = 43\%$. Поэтому размеры подошвы фундамента (рис.

IV.53, *б*), пренебрегая незначительным изменением нагрузки $G^н$, находим по формуле (IV.30)

$$b = \frac{N^н}{2{,}4 \cdot l\,(R^н - H\gamma_0)} \left(1 + \sqrt{1 + 29 e_0 l \frac{R^н - H\gamma_0}{N^н}}\right) =$$

$$= \frac{64{,}6}{2{,}4 \cdot 1{,}6\,(22{,}5 - 1{,}5 \cdot 2)} \left(1 + \sqrt{1 + 29 \cdot 0{,}15 \cdot 1{,}6 \frac{22{,}5 - 1{,}5 \cdot 2}{64{,}6}}\right) = 2{,}38 \text{ м}.$$

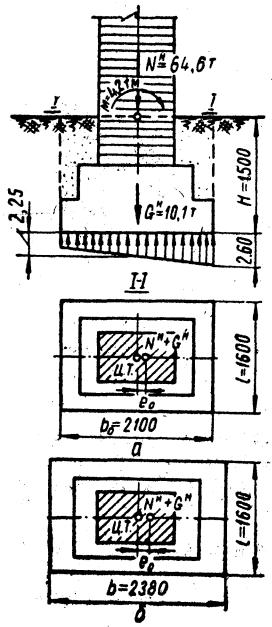


Рис. IV.53. К примерам 13 (*а*) и 14 (*б*).

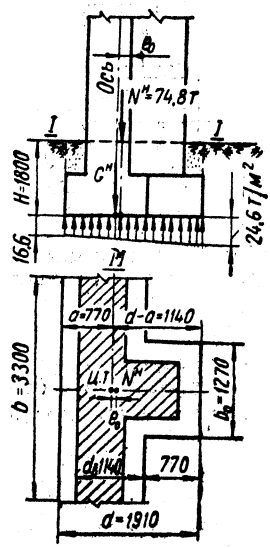


Рис. IV.54. К примеру 15.

Пример 15. Найти давление на грунт под подошвой фундамента таврового в плане сечения (рис. IV.54). Нормативное давление на грунт $R^н = 2$ *кг/см*². Расчет производят в таком порядке.

1. На разрезе намечаем из грунтовых условий глубину заложения подошвы фундамента H; вычерчиваем вертикальный разрез и план стены (заштриховано); наносим равнодействующую $N^н$ от веса наземной части стены, действующую на уровне поверхности земли (сечение *I—I*) и эксцентриситет e_0 относительно оси. Величина равнодействующей и точка ее приложения, найденные при расчете наземной части здания, равны

$$N^н = 74{,}8 \text{ т}; \quad e^2 = 6{,}5 \text{ см}.$$

2. Определяем (предварительно) площадь подошвы фундамента по силе $N^н$ как при центральном сжатии, не учитывая влияния момента по формуле (IV.29) при $\gamma_0 = 2{,}2$ *т/м*³

$$F = \frac{N^н}{R^н - H\gamma_0} = \frac{74{,}8}{20 - 1{,}8 \cdot 2{,}2} = 4{,}65 \text{ м}^2.$$

3. Так как эксцентриситет $e_0 = 6{,}5$ *см* невелик, то найденную площадь подошвы размещаем в плане так, чтобы обрезы с обеих сторон стены и вокруг пилястры были одинаковыми по величине. Затем находим центр тяжести подошвы и совмещаем его с центром тяжести стены.

4. Определяем положение центра тяжести подошвы (расстояние a до наружной грани полки тавра) и момент инерции I подошвы фундамента относительно ее центра тяжести. Величины a и I могут быть найдены с помощью графика (см. рис. IV.50). Для этого сначала находят отношение граней тавра:

$$d_0 : d = 1{,}14 : 1{,}91 = 0{,}597;$$
$$b_0 : b = 1{,}27 : 3{,}30 = 0{,}385.$$

По графику и найденным отношениям отсчитываем величины коэффициентов $\alpha = 0{,}408$ и $\beta = 0{,}605$.

Положение центра тяжести и момент инерции сечения определяем по формулам (IV.33) и (IV.34):

$$a = \alpha d = 0{,}408 \cdot 1{,}91 = 0{,}77 \text{ м};$$

$$I = \beta \frac{bd^3}{12} = 0{,}605 \frac{3{,}30 \cdot 1{,}91^3}{12} = 1{,}16 \text{ м}^4;$$

$F = 1{,}14 \cdot 3{,}30 + 0{,}77 \cdot 1{,}27 = 4{,}74$ м².

Вес фундамента и грунта на обрезах по формуле (IV.21)

$$G^н = FH\gamma_0 = 4{,}74 \cdot 1{,}8 \cdot 2{,}2 = 18{,}8 \text{ т}.$$

5. Момент равнодействующей относительно центра тяжести подошвы фундамента

$$M = N^н e_0 = 74{,}8 \cdot 0{,}065 = 4{,}85 \text{ тм}.$$

6. Определяют давление на грунт по формуле (IV.31)

$$\sigma_{макс} = \frac{N^н + G^н}{F} + \frac{M(d-a)}{I} = \frac{93{,}6}{4{,}74} + \frac{4{,}85(1{,}91 - 0{,}77)}{1{,}16} = 24{,}6 \text{ т/м}^2 \approx$$

$$\approx 1{,}2R = 1{,}2 \cdot 20 = 24 \text{ т/м}^2.$$

$$\sigma_{мин} = \frac{N^н + G^н}{F} - \frac{Ma}{I} = \frac{93{,}6}{4{,}74} - \frac{4{,}85 \cdot 0{,}77}{1{,}16} = 16{,}6 \text{ т/м}^2.$$

Если сдвинуть подушку вправо (в направлении действия момента) на величину найденного эксцентриситета $e_0 = 6{,}5$ см, фундамент будет работать на центральное сжатие с напряжением

$$\sigma = \frac{N^н + G^н}{F} = \frac{93\,600}{47\,400} = 1{,}98 \text{ кг/см}^2 \approx R^н = 2 \text{ кг/см}^2.$$

Фундаменты под отдельные железобетонные опоры (колонны)

Фундаменты под отдельные опоры бывают массивные без арматуры (бутовые, бутобетонные и бетонные) и железобетонные. В массивных фундаментах угол наклона граней фундамента должен быть равен или больше угла α — угла распространения давления в материале (рис. IV.55). Для более равномерного распространения давления по кладке фундамента устраивается призматический подколонник. Армирование подколонника производится стержнями диаметром 8—12 мм с шагом 10 см. Высоту подколонника следует принимать не менее 30 см.

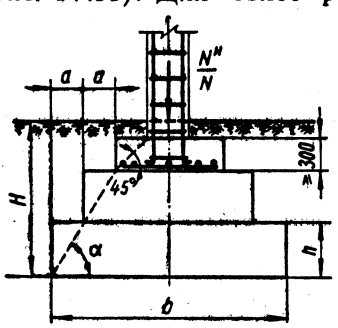


Рис. IV.55 Жесткий фундамент с подколонником.

Фундаменты под стойки сборных железобетонных каркасов, как правило, устраиваются сборными железобетонными ступенчатой (рис. IV.56, *а*) или пирамидальной (рис. IV.56, *б*) формы стаканного типа. Стаканы служат для заделки в них стоек.

Глубина отверстия (стакана) принимается не менее большего размера сечения стойки и не менее длины заделки (анкеровки) продольной арматуры стойки: при бетоне марки 200 и выше — не менее 20 диаметров продольной рабочей арматуры колонны, а при бетоне марки 150 — не менее 25 диаметров. Уменьшение глубины заделки допускается до 15 диаметров продольной арматуры при условии приварки к концам продольных рабочих стержней дополнительных анкерующих стержней

числом не менее двух и диаметром не менее 0,5 диаметра продольной арматуры.

Толщина стенок стакана должна приниматься не менее 20 *см* и не менее $^3/_4$ высоты верхней ступени. Толщина дна стакана должна быть

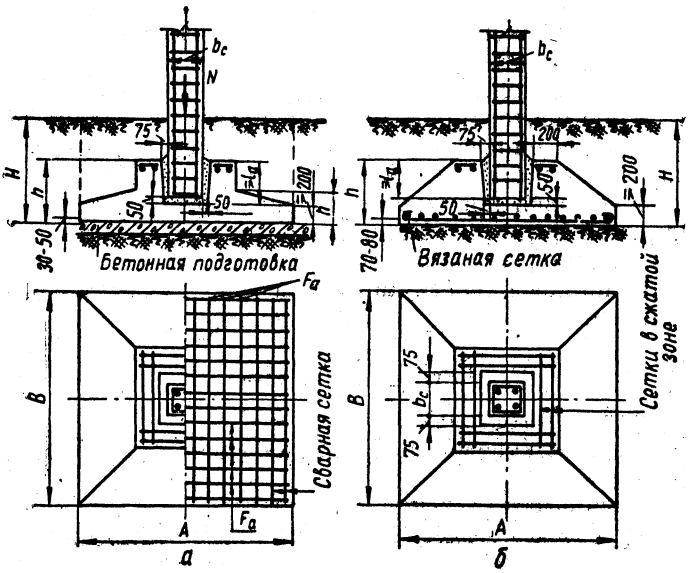


Рис. IV.56. Фундаменты стаканного типа под сборные колонны:
а — ступенчатой формы; *б* — пирамидальной формы.

не менее 20 *см*. Зазоры между стенками стакана и колонной должны быть равны понизу 5 *см* и поверху 7,5 *см*.

Фундаменты под стойки монолитных железобетонных каркасов устраиваются монолитными (рис. IV.57).

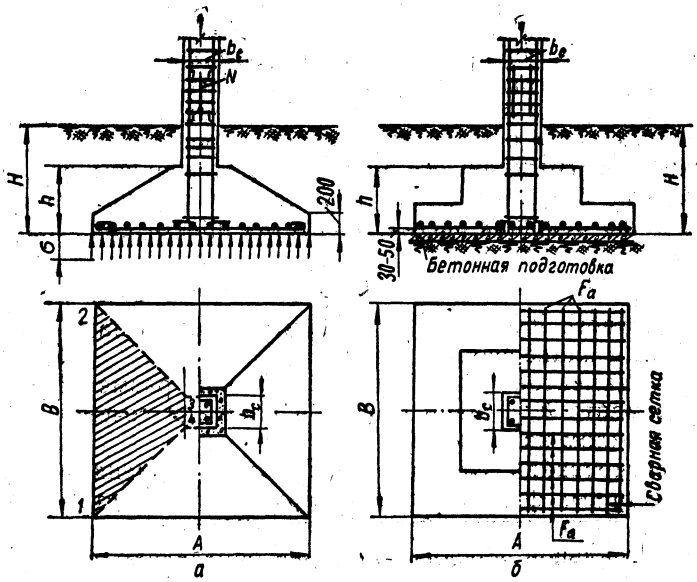


Рис. IV.57. Фундаменты монолитные под монолитные колонны:
а — пирамидальной формы; *б* — ступенчатой формы.

Для заделки монолитных железобетонных колонн в фундаменты в последних устраиваются выпуски арматуры площадью сечения, равной расчетному сечению арматуры у обреза фундамента. Выпуски арматуры заделываются в фундамент не менее чем на 25 d (d — наибольший диаметр продольной арматуры) и стыкуются с продольной арматурой колонн внахлестку без сварки. При центральном сжатии и при внецентренном, когда $e_0 \leqslant 0{,}2\,h$, стык устраивается в одном месте; при $e_0 > 0{,}2\,h$ стык выполняется не менее чем в двух уровнях по высоте колонны.

Размеры фундаментов принимают по расчету. В плане размеры подошвы фундаментов определяют из условия несущей способности грунтов основания при действии нормативных нагрузок. Высоту фундамента определяют из условия прочности материала фундамента при действии на него расчетной нагрузки. Кроме того, полезную высоту фундамента h_0 проверяют на продавливание по формуле (IV.35), предполагая, что оно происходит по поверхности пирамиды (рис. IV.58), боковые стороны которой наклонены под углом 45° к вертикали,

$$Fp_{гр} \leqslant 0{,}75R_{г}h_0b_{ср}\,, \qquad \text{(IV.35)}$$

где F — площадь многоугольника, *абвгде*;

$p_{гр}$ — наибольшее краевое давление на грунт от расчетной нагрузки (с учетом момента);

h_0 — полезная высота сечения фундамента;

$b_{ср}$ — среднее арифметическое между сторонами верхнего и нижнего оснований пирамиды, т. е.

$$b_{ср} = \frac{b_к + b_н}{2}\,.$$

Армирование отдельных фундаментов следует производить сварными сетками без крюков или вязаными с крюками и рабочими стержнями в двух направлениях. В фундаментах стаканного типа, кроме того, поверху укладывается сетка без расчета (см. рис. IV.56). Толщина защитного слоя принимается: при наличии подготовки 3—5 *см*; при отсутствии подготовки 6—8 *см*.

При центральной передаче нагрузки, а также при внецентренной с малым эксцентриситетом фундаменты обычно имеют квадратную в плане форму; при больших эксцентриситетах фундаменты устраиваются прямоугольной формы в плане с большой стороной в направлении действия момента. В гражданских зданиях, где габариты фундаментов в плане обычно не стеснены, рекомендуются квадратные фундаменты и при относительно больших эксцентриситетах приложения нагрузки. При относительном эксцентриситете $c_0 = \frac{e_0}{B} \leqslant 0{,}1$ давление на грунт под подошвой квадратного фундамента не намного превышает давление при прямоугольном в плане фундаменте.

Расчет фундаментов состоит в определении размеров подошвы F, высоты фундамента h у грани стойки и площади сечения рабочей арматуры $F_а$ в каждом направлении.

При проектировании следует пользоваться номенклатурой унифицированных сборных фундаментов, утвержденной Госстроем СССР.

Центрально нагруженные фундаменты. Площадь подошвы фундамента при центральной передаче нагрузки определяют по формуле

$$F = \frac{N^н}{R^н - \gamma_{ср}H}\,, \qquad \text{(IV.36)}$$

где $N^н$ — нормативная нагрузка на уровне грунта в *т* (см. рис. IV.55);
$R^н$ — нормативное давление грунта под подошвой в $т/м^2$;
$\gamma_{ср}$ — средний объемный вес фундамента и грунта на обрезах (величина $\gamma_{ср}$ обычно составляет 2,0—2,2 $т/м^3$);
H — глубина заложения подошвы фундамента от уровня грунта в *м*.

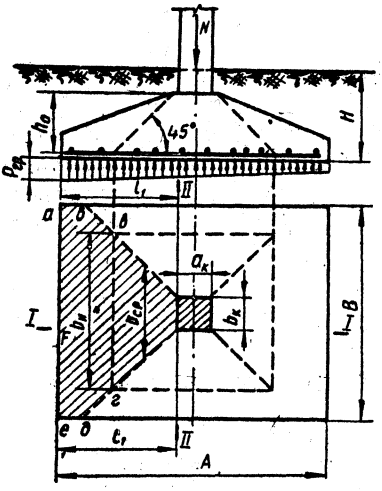


Рис. IV.58. Пирамиды продавливания в железобетонных фундаментах.

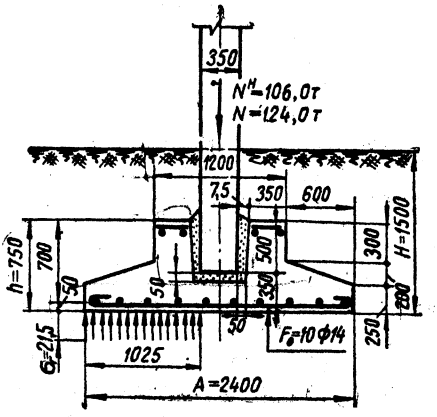


Рис. IV.59. К примеру 16.

Зная величину F, определяют размеры подошвы в плане по формулам:

при квадратном фундаменте

$$A = \sqrt{F}; \qquad (IV.37)$$

при прямоугольном фундаменте

$$b = \frac{F}{a}. \qquad (IV.38)$$

Полезная высота фундамента h_0 у граней стойки — общая или у каждой ступени при ступенчатом фундаменте — может быть определена (при отсутствии поперечной арматуры — хомутов, отгибов) по формуле *

$$h_0 = l_1 \sqrt{\frac{\sigma_{ср} A}{0{,}4 b R_н}}, \qquad (IV.39)$$

где l_1 — расстояние от наружной грани фундамента до места, где определяется высота (рис. IV.58);
b — ширина верхней ступени в местах изменения высоты фундамента;
$\sigma_{ср}$ — среднее давление грунта на участке l_1 от расчетного продольного усилия в колонне.

При определении общей высоты фундамента принимают

$$l_1 = 0{,}5\,(A - a_к).$$

Площадь сечения растянутой арматуры находят по изгибающему моменту в сечении фундамента у грани колонны.

* С. А. Ривкин, Д. А. Коршунов, М. М. Френкель. Сборные железобетонные фундаменты каркасных зданий. К., Госстройиздат УССР, 1962.

Величину изгибающего момента от реактивного давления грунта на консольные свесы прямоугольного в плане фундамента (при центральной нагрузке), определяют в двух направлениях (рис. IV.58):

в направлении A (сечение $I—I$) — по формуле

$$M_а = \frac{\sigma_{ср} B (A - a_к)^2}{8}; \qquad (IV.40)$$

в направлении B (сечение $II—II$) — по формуле

$$M_в = \frac{\sigma_{ср} A (B - b_к)^2}{8}. \qquad (IV.41)$$

Площадь сечения арматуры в каждом направлении при полезной высоте сечения h_0 может быть определена по приближенной формуле (I.42)

$$F_а = \frac{M}{R_а 0{,}9 h_0}.$$

Пример 16. Рассчитать фундамент под стойку при следующих данных (рис. IV. 59): нагрузка от стойки на уровне грунта нормативная $N^н = 106{,}0$ *т*, расчетная $N = 124{,}0$ *т* приложена центрально; грунт — суглинок с нормативным давлением под подошвой $R^н = 20$ *т/м²*; глубина заложения подошвы от спланированной поверхности земли $H = 1{,}5$ *м* (величина H принята из грунтовых условий); средний объемный вес фундамента и грунта на обрезах $\gamma_{ср} = 2{,}0$ *т/м³*; сечение стойки квадратное, размером $b_с \times b_с = 35 \times 35$ *см*.

1. Определяем размеры подошвы фундамента.

Площадь подошвы фундамента в плане определяем по формуле (IV.36)

$$F = \frac{N^н}{R^н - \gamma_{ср} H} = \frac{106{,}0}{20 - 2{,}0 \cdot 1{,}5} = 6{,}25 \text{ м}^2.$$

Размеры сторон при квадратной форме в плане по формуле (IV.37)

$$A = \sqrt{F} = \sqrt{6{,}25} = 2{,}5 \text{ м}.$$

Так как размеры фундамента в плане ($A = 2{,}5$ *м*) больше 1,0 *м*, нормативные давления на суглинок могут быть увеличены на коэффициент $m_b = 1{,}07$ (см. табл. IV.8) и площадь подошвы фундамента при $\sigma_г = m_b R = 1{,}07 \cdot 20 = 21{,}4$ *т/м²* по формуле (IV.36)

$$F = \frac{N^н}{R^н - \gamma_{ср} H} = \frac{106{,}0}{21{,}4 - 2{,}0 \cdot 1{,}5} = 5{,}76 \text{ м}^2;$$

сторона подошвы фундамента

$$A = \sqrt{F} = \sqrt{5{,}76} = 2{,}40 \text{ м}.$$

2. Определяем полезную высоту h_0 и площадь арматуры $F_а$. Среднее давление на грунт от расчетной нагрузки $N = 124$ *т* при размерах фундамента в плане $2{,}4 \times 2{,}4$ *м* равно

$$\sigma = \frac{N}{AB} = \frac{124}{2{,}4 \cdot 2{,}4} = 21{,}5 \text{ т/м}^2.$$

Минимальную полезную высоту фундамента у грани колонны определяем по формуле (IV.39)

$$h_0 = l_1 \sqrt{\frac{\sigma_0 A}{0{,}4 b R_и}} = 1{,}025 \sqrt{\frac{21{,}5 \cdot 2{,}4}{0{,}4 \cdot 1{,}2 \cdot 800}} \approx 0{,}35 \text{ м};$$

принимаем $h_0 = 0{,}75$ *м*.

Величину изгибающего момента у грани колонны от расчетной нагрузки в направлении A вычисляем по формуле (IV.40)

$$M = \frac{\sigma_{ср} A (B - b_к)^2}{8} = \frac{21{,}5 \cdot 2{,}4 (2{,}40 - 0{,}35)^2}{8} = 27{,}2 \text{ тм}.$$

Площадь сечения арматуры в одном направлении вычисляем по формуле (I.42) при стали класса А-II ($R_а = 2700$ *кг/см²*)

$$F_а = \frac{M}{R_а 0{,}9 h_0} = \frac{2\,720\,000}{2700 \cdot 0{,}9 \cdot 75} = 14{,}9 \text{ см}^2.$$

Внецентренно нагруженные фундаменты. Размеры фундаментов при внецентренной нагрузке, когда по подошве действует сила N и момент M, должны иметь такие величины, чтобы краевые напряжения не превышали нормативных давлений более чем на 20%.

Расчет при внецентренной нагрузке состоит в следующем. Предварительно определяют площадь подошвы фундамента в плане по формуле (IV.36), как при центральной нагрузке, и размеры $A \times B$, а также эксцентриситет $e_0 = \frac{M^н}{N^н + G^н}$ и относительный эксцентриситет $c_0 = \frac{e_0}{b}$ относительно центра тяжести подошвы (вес фундамента и грунта на обрезах $G^н = FH\gamma_{ср}$).

Дальнейший расчет зависит от найденной величины c_0. Так, если величина $c_0 \leqslant 0{,}033$, краевые напряжения под подошвой превышают нормативные давления меньше чем на 20%, и площадь подошвы принимают по формуле, как при центральной нагрузке. Если величина $c_0 > 0{,}033$, краевые напряжения превышают нормативные давления более чем на 20%. В этом случае размеры подошвы при квадратном в плане фундаменте определяют по формуле

$$B = k\sqrt{\frac{N^н + G^н}{R^н}}, \qquad \text{(IV.42)}$$

где k — коэффициент, принимаемый в зависимости от величины относительного эксцентриситета c_0:

c_0	0,033	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18
k	1,00	1,02	1,04	1,06	1,08	1,09	1,11	1,13	1,15	1,17	1,20	1,21

При прямоугольном сечении фундамента меньшая сторона определяется по формуле

$$B = \sqrt{\frac{N^н + G^н}{R^н}}, \qquad \text{(IV.43)}$$

а большая сторона (в плоскости действия момента) — по формуле

$$A = \frac{N^н + G^н}{2{,}4R^н B}\left(1 + \sqrt{1 + 29e_0 B\,\frac{R^н}{N^н + G^н}}\right). \qquad \text{(IV.44)}$$

При размерах подошвы фундамента, найденных по формуле (IV.44), краевые напряжения равны $1{,}2\,R^н$.

Высоту фундамента h у грани стойки при внецентренной нагрузке и площадь сечения арматуры F_a определяют по формулам (IV.39) и (I.42), как при центральной нагрузке. Однако при внецентренной нагрузке эпюра реактивного давления грунта имеет трапецеидальную или треугольную форму. Поэтому при определении h и M от реактивного давления грунта в формулы подставляется среднее давление (рис. IV.60) $\sigma_{ср}$, определяемое по формуле

$$\sigma_{ср} = \sigma_{мин} + (\sigma_{макс} - \sigma_{мин}) \cdot \left(0{,}75 + 0{,}25\,\frac{a_к}{A}\right). \qquad \text{(IV.45)}$$

Пример 17. Найти размеры подошвы фундамента (рис. IV. 61) при действии на уровне поверхности грунта нормативной нагрузки $N^н = 134{,}0$ *т* (расчетная нагрузка $N^н = 158{,}0$ *т*) и момента по подошве $M^н = 11{,}4$ *тм* ($M = 13{,}4$ *тм*); нормативное давление грунта $R^н = 22{,}5$ *т/м*², средний вес фундамента и грунта на обрезах $\gamma_{ср} = 2{,}0$ *т/м*³, глубина заложения подошвы $H = 1{,}4$ *м*, сечение стойки прямоугольное $b_к \times a_к = 35 \times 40$ *см*.

1. Определяем размеры подошвы фундамента.

Предварительно определяем площадь подошвы фундамента, как при центральной нагрузке, по формуле (IV.36)

$$F = \frac{N^н}{R^н - \gamma_{ср}H} = \frac{134{,}0}{22{,}5 - 2 \cdot 1{,}4} = 6{,}80\ м^2.$$

Размеры фундамента при квадратной форме в плане по формуле (IV.37)

$$B = \sqrt{F} = \sqrt{6,8} = 2,6 \text{ м}.$$

Так как размеры фундамента в плане ($B=2,6$ м) больше 1,0 м, нормативное давление увеличиваем на коэффициент $m_b=1,075$ (табл. IV.8); $\sigma_г=1,075\cdot 22,5=24,2$ т/м².

Снова определяем величины F и B:

$$F = \frac{134,0}{24,2-2\cdot 1\ 4} = 6,15 \text{ м}^2;$$

$$B = \sqrt{6,15} = 2,48 \approx 2,5 \text{ м}.$$

Вес фундамента и грунта на обрезах $G^н = FH\gamma_{ср} = 6\ 15\cdot 1,40\cdot 2,0 = 17,2$ т; эксцентриситет относительно центра тяжести подошвы

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{13,4}{158,0+17,2} = 0,078 \text{ м};$$

$$e_0^н = \frac{M^н}{N^н+G^н} = \frac{11,4}{134,0+17,2} \approx 0,076 \text{ м};$$

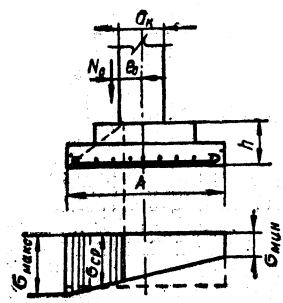


Рис. IV.60. Эпюра напряжений и среднее давление в пределах трапеции.

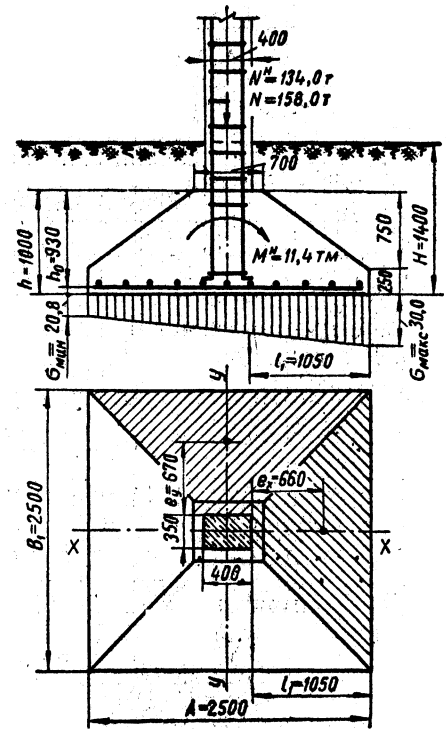


Рис. IV.61. К примеру 17.

относительный эксцентриситет

$$c_0 = \frac{e_0}{B} = \frac{0,076}{2,5} = 0,031 < 0,033.$$

Так как величина $c_0=0,031<0,033$, принимаем размеры подошвы фундамента $A\times B=2,50\times 2,50$ м, как при центральной нагрузке. При этом краевые напряжения превышают расчетные сопротивления на $6c\cdot 100=6\cdot 0,31\cdot 100=18,6\%<20\%$.

2. Определяем полезную высоту сечения у грани колонны. Находим краевые давления при внецентренном сжатии по формуле сложного сопротивления.

$$\sigma_{\substack{макс\\мин}} = \frac{N}{A\cdot B}\left(1 \pm \frac{6e_0}{A}\right) = \frac{158,0}{2,5\cdot 2,5}\left(1 \pm \frac{6\cdot 0,078}{2,5}\right) = \frac{30,0 \text{ т/м}^2}{20,8 \text{ т/м}^2} = \frac{3,00 \text{ кг/см}^2}{2,08 \text{ кг/см}^2}.$$

Среднее реактивное давление посередине консоли со стороны $\sigma_{макс}$ определяем по формуле (IV.45)

$$\sigma_{ср} = \sigma_{мин} + (\sigma_{макс} - \sigma_{мин})\left(0,75 + 0,25\frac{a_к}{A}\right) =$$

$$= 20,8 + (30,0-20,8)\left(0,75 + 0,25\frac{0,40}{2,5}\right) = 29,0 \text{ т/м}^2.$$

Минимальную полезную высоту фундамента у грани колонны вычисляем по формуле (IV.39) при бетоне марки 150 ($R_и=800$ т/м²)

$$h_0 = l_1\sqrt{\frac{\sigma_{ср}B}{0,4bR_и}} = 1,05\sqrt{\frac{29\cdot 2,5}{0,4\cdot 0\ 7\cdot 800}} \approx 60 \text{ см};$$

принимаем полную высоту $h=80$ см.

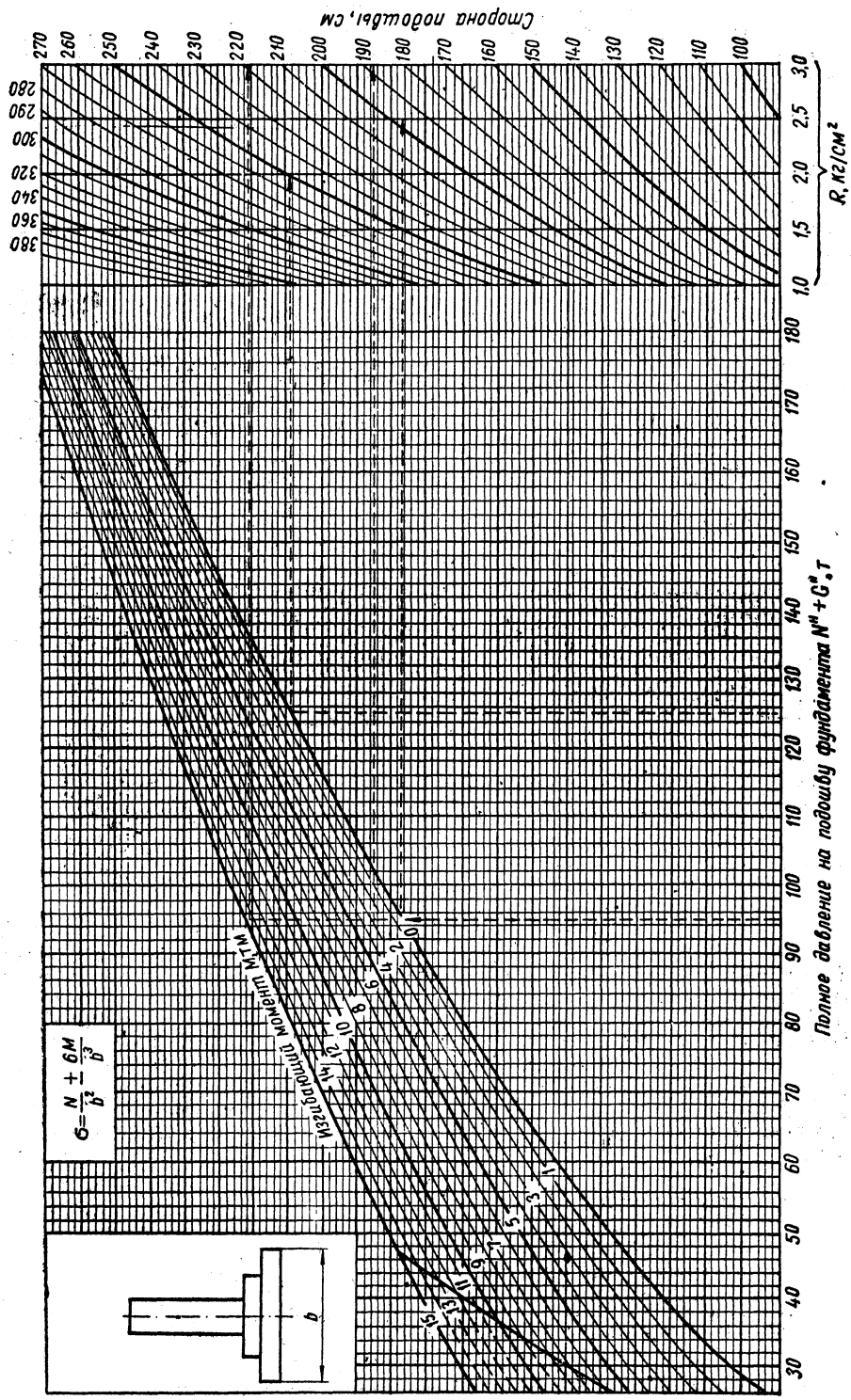


Рис. IV.62. График для определения размеров подошвы фундамента квадратной формы.

Величину изгибающего момента у грани колонны в направлении A определяем по формуле (IV.41)

$$M = \frac{\sigma_{ср} A (B - b_к)^2}{8} = \frac{29 \cdot 2,5 (2,5 - 0,35)^2}{8} = 42,0 \ тм.$$

Площадь сечения арматуры в одном направлении находим по формуле (I.42), при стали класса А-II ($R_а = 2700$ *кг/см²*).

$$F_а = \frac{M}{R_а 0,9 h_0} = \frac{4\,200\,000}{2700 \cdot 0,9 \cdot 75} = 23 \ см^2.$$

Принимаем 11 Ø 16 А-II.

Расчет фундаментов с помощью графика. Размеры подошвы фундаментов в плане при разработке проектных заданий могут быть предварительно приняты по графику (рис. IV. 62), на котором даны переменные величины N, M, R и b.

Пример 18. Найти размеры фундамента при следующих данных: нагрузка от стойки и вес фундамента $N^н + G^н = 125,0$ *т* приложена к подошве фундамента центрально ($M = 0,0$); нормативное давление грунта $R^н = 2,0$ *кг/см²*

От точки $N^н + G^н = 125,0$ *м* восстанавливаем перпендикуляр до пересечения с кривой $M = 0,0$; через точку пересечения проводим горизонтальную линию до шкалы $R = 2,0$ *кг/см²*, по которой отсчитываем размеры $b \times b = 250 \times 250$ *см*.

Пример 19. Определить размеры фундамента при $N^н + G^н = 95,0$ *т*.

Размеры подошвы фундамента определяем для двух случаев:

1) для заданного $R^н = 2,5$ *кг/см²* и $M = 0,0$ (как при центральной нагрузке);

2) для краевых нормативных давлений $\sigma = 1,2 R^н = 1,2 \cdot 2,5 = 30$ *кг/см²* и момента $M = 2,5$ *тм*. При этом расчетными являются большие размеры.

По графику находим:

при $N = 95,0$ *т*, $M = 0,0$ и $R^н = 2,5$ *кг/см²* $b \times b = 197 \times 197$ *см*;

при $N = 95,0$ *т*, $M = 2,5$ *тм* и $\sigma = 1,2 \cdot 2,5 = 3,0$ *кг/см²* $b \times b = 188 \times 188$ *см*.

Принимаем подошву фундамента 197×197 *см* (округляя 200×200 *см*).

Пример 20. Данные примера 19, но при $M = 15,0$ *тм*. По графику при $N = 95,0$ *т*, $M = 15,0$ *тм* и $\sigma = 3,0$ *кг/см²* находим:

$$b \times b = 218 \times 218 \ см.$$

Округленно принимаем размеры подошвы фундамента 220×220 *см*.

СПЛОШНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Фундаменты в виде сплошных плит под всем зданием применяются в гражданском строительстве при относительно слабых грунтах основания или при больших нагрузках на основание от веса здания. В обоих случаях для передачи нагрузки от отдельных элементов (стен, колонн) требуются большие площади подошвы, которые в плане сливаются в одну сплошную плиту под всем зданием. Сплошные фундаментные плиты бывают двух видов — ребристые и коробчатые.

Сплошная ребристая плита (рис. IV.63, *а*) обычно устраивается с ребрами вверх. В плане ребра размещаются, как правило, под продольные и поперечные стены здания. Ребра увеличивают жесткость фундаментной плиты. Такая плита распределяет нагрузку от веса здания на грунты основания. При однородных грунтах сплошные плиты устраиваются также и без ребер.

Сплошная коробчатая плита (рис. IV.64) устраивается под многоэтажные и высотные здания с рамной несущей конструкцией, передающей нагрузку от здания в виде отдельных сосредоточенных сил. Коробчатая плита состоит из двух горизонтальных плит, соединенных между собой монолитно системой продольных и поперечных стен, размещенных по осям планировочной сетки. Вертикальные стенки делят

коробку на отдельные отсеки и вместе с плитами образуют двутавровые сечения большой жесткости. Такая коробчатая плита способна перераспределить приложенные к ней сосредоточенные нагрузки по основа-

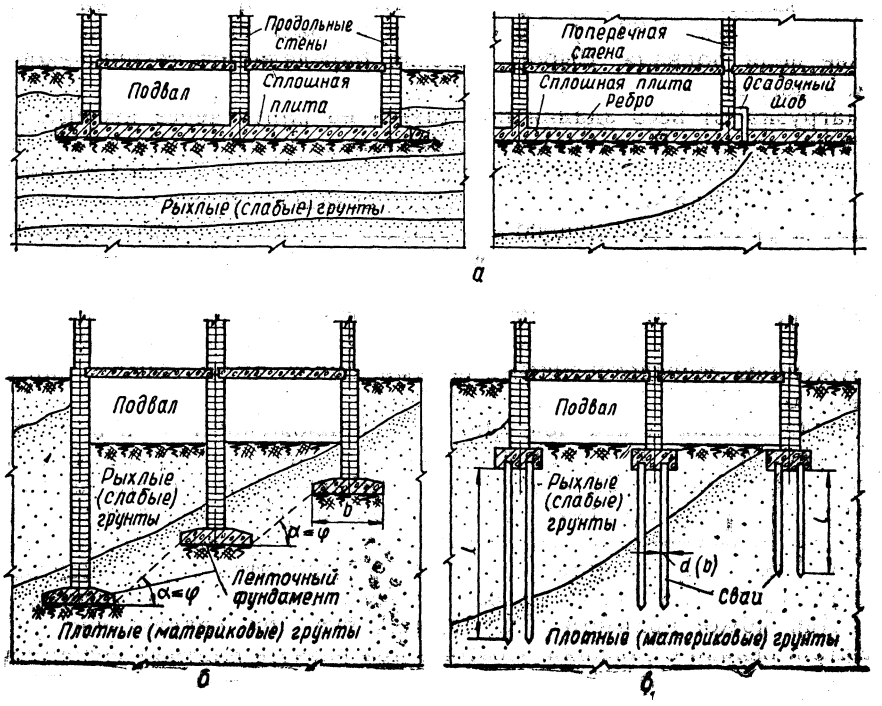


Рис. IV.63. Типы фундаментов при неодинаковой мощности грунтов основания: *а* — сплошная железобетонная плита с осадочным швом; *б* — ленточный; *в* — свайный.

нию. Коробчатые фундаменты наиболее целесообразны для каркасных и других зданий, несущая конструкция которых чувствительна к неравномерным осадкам. Они нашли широкое применение при строительстве высотных зданий в Москве и Киеве.

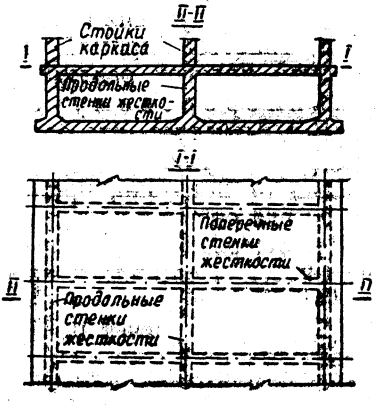


Рис. IV.64. Железобетонная монолитная коробка.

Устройство сплошной фундаментной плиты под всем зданием возможно не всегда. В местах, где пласты резко меняются по мощности (рис. IV.63, *а*) и роду грунтов, а также на участках, где меняется этажность здания, а следовательно, и нагрузка на грунты основания, устраиваются осадочные швы. Последние позволяют отдельным частям получать равномерные осадки и избежать таким образом деформаций несущих конструкций зданий. Если грунты основания под фундаментом неоднородны в поперечном направлении, неодинаковы по мощности и сжимаемости, неизбежны неравномерные осадки грунтов основания, перекос здания и в результате — повреждение его несущей конструкции. В этом случае, если ниже залегают плотные грунты, здание может быть основано на ленточных фундаментах, расположенных на различных отметках по падению более плотного слоя

грунта (рис. IV.63, *б*). При этом, если ширина ленточного фундамента, найденная из условия прочности грунта, получается чрезмерно большой и конструктивно трудно выполнимой, более экономичным и конструктивным может оказаться вариант ленточного фундамента на свайном основании (рис. IV.63, *в*) с ростверком на различных отметках или на уровне пола подвала. Выбор решения определяется технико-экономическим подсчетом.

Нагрузка от веса здания передается на плиту через несущую конструкцию здания. В зданиях с массивными стенами нагрузка передается в виде полос; при рамной несущей конструкции — сосредоточенными силами. Нагрузка от здания вызывает реакцию грунта, равную по величине и уравновешивающую ее. Однако вследствие упругости основания реакция грунтов распределяется по нижней поверхности плиты по поверхности, форма которой зависит от модуля деформаций грунтов основания, жесткости плиты и жесткости несущей конструкции здания. Так, например, реакция грунта на полосу плиты в направлении *x—x*, нагруженную сосредоточенными силами, будет иметь эпюру давлений грунта по кривой.

Фундаментная плита под влиянием приложенных к ней нагрузок будет работать на изгиб. Следовательно, по характеру работы плитные фундаменты должны быть отнесены к гибким. При расчете таких плит нельзя пренебречь влиянием упругих свойств грунта на напряжения под подошвой и заменить криволинейную эпюру давлений прямолинейной, как это делали при расчете ленточных фундаментов и фундаментов под отдельные опоры (колонны, столбы). Такое допущение в плитных фундаментах может привести к грубой ошибке при определении усилий в плите и осадки основания. Поэтому при расчете плитных фундаментов необходимо учитывать зависимость между давлениями на уровне подошвы плиты и осадками основания.

Для реальных грунтов установить точную зависимость между осадкой и давлением, пригодную во всех случаях, пока не удалось. На практике пользуются той или иной приближенной зависимостью, основанной на упрощающих гипотезах и идеализированной модели грунтов основания. Наиболее употребительны две модели основания, базирующиеся на следующих гипотезах:

а) гипотеза прямой пропорциональности между давлением P и местной упругой осадкой грунта S, приводящая к так называемому Винклеровскому основанию. Из такого соотношения между P и S следует, что осадки грунта за пределами загруженных участков равны нулю и осадка данной точки поверхности основания зависит только от нагрузки, приложенной непосредственно к этой точке. Это не всегда отвечает физической сущности явлений. Между результатами расчетов, выполненных с использованием гипотезы прямой пропорциональности и опытными нагрузками, подчас наблюдаются существенные расхождения.

Подобный расчет плитных фундаментов оправдан лишь в случае, когда толщина сжимаемого слоя в несколько раз меньше короткой стороны фундамента, например, если между фундаментом и скальным основанием находится тонкий слой сжимаемого грунта;

б) гипотеза упругого полупространства, по которой основание рассматривается как однородное упругое тело, не ограниченное в плане и бесконечно простирающееся в глубину от дневной поверхности. Зависимость между сосредоточенной силой, приложенной к основанию, и осадкой основания в какой-либо точке задается известной из теории упругости формулой Буссинеска.

Советскими учеными (Н. М. Герсеванов, М. И. Горбунов-Посадов, М. М. Филоненко-Бородич, Б. Н. Жемочкин и др.) предложен и разработан ряд методов расчета фундаментных плит, использующих гипотезу упругого полупространства *.

Как известно, при изгибе фундаментной плиты деформируются опирающиеся на нее конструкции. В них возникают дополнительные усилия и происходит перераспределение приложенных к плите нагрузок от веса здания. В свою очередь связанные с фундаментом конструкции препятствуют изгибу плиты, как бы увеличивая ее жесткость. Это обстоятельство в значительной степени сказывается на распределении давлений под подошвой. Поэтому во всех случаях расчет фундаментной плиты должен производиться с учетом жесткости опирающихся на нее конструкций.

Расчет плиты на упругом основании является сложным и трудоемким. Достаточно подробный расчет может быть выполнен лишь с применением вычислительной техники.

Предварительную оценку усилий для плиты с отношением сторон 2 : 1 и более можно получить, рассматривая ее как балку. При этом для плит на упругом полупространстве наиболее удобным является метод расчета, предложенный Б. Н. Жемочкиным. По этому методу расчет плиты сводится к расчету балки на упругих опорах. Количество опор, а следовательно степень статической неопределимости, принимает проектировщик. Чем большую точность желательно получить, тем с большим числом неизвестных придется иметь дело. Так как гипотезы, положенные в основу расчета, являются приближенными, в каждом конкретном случае проектировщику необходимо установить наиболее целесообразную степень точности расчета.

ИСКУССТВЕННЫЕ ОСНОВАНИЯ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Искусственные основания, как было указано, устраиваются при слабых грунтах и относительно больших нагрузках на подошву фундамента. Слабый грунт — понятие относительное. Оно зависит не только от степени плотности грунтов, но также от нагрузки — веса здания и чувствительности несущей конструкции здания к неравномерным осадкам. Грунты основания (естественного сложения) относят к слабым, если они (до упрочнения — уплотнения) не обладают физико-механическими свойствами, которые обеспечивали бы зданию заданной этажности и веса осадки, не превышающие нормативных. В этих случаях для увеличения несущей способности основания принимаются мероприятия по их уплотнению — уменьшению пористости, сжимаемости и осадок.

Грунты той же площадки, но при здании меньшей этажности и веса и с несущей конструкцией, менее чувствительной к неравномерным осадкам, могут успешно служить основанием без уплотнения.

В гражданском строительстве при слабых грунтах и небольших нагрузках на подошву обычно ограничиваются устройством непосредственно под подошвой фундамента песчаной, гравийной подушки или поверхностным уплотнением грунта под подошвой — укаткой, вибрированием или трамбованием.

---

* Б. Н. Жемочкин и А. Синицын. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании.

Курс оснований и фундаментов. Под ред. проф. Цытовича. М., Госстройиздат, 1959.

Уплотнение грунтов трамбованием рекомендуется в следующих случаях: когда грунты основания насыпные и неоднородны по сжимаемости, при рыхлых песчаных, макропористых (просадочных) и других слабых грунтах. В пределах глубины уплотнения лессовидные грунты теряют просадочные свойства.

С увеличением нагрузки на подошву увеличивается также ширина подошвы фундамента и глубина сжимаемой толщи. В этом случае при напластовании слабых грунтов производят более глубокое уплотнение основания песчаными или грунтовыми сваями до необходимой глубины. Устраиваются свайные фундаменты, опускные колодцы, передающие нагрузки на более прочные слои грунтов, залегающих на уровне острия свай или подошвы колодца. Основания из мелкозернистых лессовидных просадочных и других слабых пористых грунтов могут быть закреплены путем силикатизации и цементации частиц грунтового скелета.

Производство работ по упрочнению оснований из слабых грунтов и контроль за качеством упрочнения производится согласно действующим инструкциям.

ПЕСЧАНЫЕ И ГРАВИЙНЫЕ ПОДУШКИ

Для устройства песчаных или гравийных подушек слабые грунты под подошвой удаляют на некоторую глубину h, определяемую расчетом, а образовавшийся котлован заполняют крупным или среднезернистым чистым песком или гравием.

Песчаные подушки обладают относительно малой и равномерной сжимаемостью, благодаря чему уменьшается общая осадка основания и здания. Песчаные подушки распределяют давление от веса здания на бо́льшую площадь подстилающего слабого слоя грунта, уменьшая на него напряжения до намеченного предела — до нормативного давления на слабый грунт. Кроме того, обладая большей прочностью на сжатие,

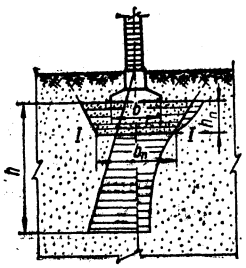


Рис. IV.65. Песчаная подушка в случае, когда слабый грунт залегает на всю глубину сжимаемой толщи h.

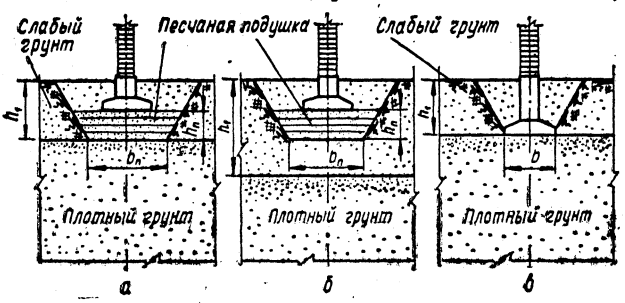


Рис. IV.66. Песчаные подушки в случаях, когда слабый грунт имеет ограниченную толщину h_1.

песчаные подушки уменьшают размеры b и h фундамента. Предельное давление на песчаную подушку и на подстилающий слабый слой грунта принимается с учетом их строительных качеств — плотности и влажности по табл. IV.6.

На практике в зависимости от напластования и рода грунтов могут иметь место такие случаи.

1. Слабый грунт залегает непосредственно под подошвой фундамента на всю глубину сжимаемой толщи (рис. IV.65). В этом случае

песчаная подушка отсыпается на толщину $h_п$, при которой напряжение по подошве подушки (по плоскости *I—I*) уменьшается до предельного давления на подстилающий слабый слой грунта, полностью используя его несущую способность.

2. Слабый грунт непосредственно под подошвой фундамента имеет ограниченную толщину h_1; его подстилает прочный грунт (рис. IV.66). В этом случае возможны такие варианты: слабый слой грунта на всю толщину h заменяется песчаной подушкой (рис. IV.66, *а*); не вся толщина слабого слоя грунта заменяется песчаной подушкой (рис. IV.66, *б*); вся толщина слабого слоя грунта прорезается фундаментом (рис. IV.66, *в*). Выбор варианта решается технико-экономическим подсчетом в зависимости от мощности слабого слоя грунта.

Отсыпка песчаной подушки производится слоями толщиной в 15—20 *см* при тщательном трамбовании площадочными вибраторами и поливкой водой.

Устройство песчаных подушек не рекомендуется при следующих условиях:

при наличии переменного уровня грунтовых вод или их движения, так как подушка может работать как дренаж, вымывая мелкие частицы и уменьшая плотность основания;

при возможности заиления подушки и превращения ее в обычные пучинистые грунты, а также при наличии в толще основания слоя просадочных грунтов;

при относительно большой ширине подошвы фундамента ($b_ф > 2{,}0 \div 2{,}5$ *м*), так как с увеличением b растет толщина песчаной подушки и последняя становится экономически малоэффективной.

Расчет песчаной подушки сводится к определению ее размеров (высоты $h_п$ и ширины $b_п$) и величины суммарной осадки S подушки и подстилающего слоя. Расчет рекомендуется производить в таком порядке.

1. Определяют ширину подошвы фундамента b по формуле (IV.23)

$$b = \frac{N^н}{100\,(R_п^н - H\gamma_0)}.$$

2. Находят толщину песчаной подушки $h_п$ из условия, чтобы напряжения на слабый подстилающий слой грунта не превышали нормативного давления на этот грунт $R^н$ (с учетом заглубления) по формуле

$$h_п = mb, \qquad \text{(IV.46)}$$

где $h_п$ — толщина песчаной подушки в *м*;

b — ширина подошвы фундамента в *м*;

m — коэффициент, принимаемый по графику (рис. IV.67) в зависимости от $\frac{R_г}{R_п}$ (отношение нормативного давления на слабый грунт к нормативному давлению на песчаную подушку) и от отношения длины фундамента в плане к ширине $\frac{a}{b}$.

На графике нанесены кривые уменьшения давления в толще грунтов по мере удаления от подошвы $\left(\text{отношение } \frac{R_г}{R_п}\right)$ квадратных, прямоугольных и ленточных фундаментов. Зная отношение $\frac{R}{R_п}$, опускаем перпендикуляр до пересечения с кривой, соответствующей типу фун-

дамента. От точки пересечения проводим горизонтальную линию влево до шкалы, по которой отсчитываем величину $m = \frac{h_п}{b}$, откуда $h_п = mb$.

3. Назначают ширину поперечного сечения песчаной подушки по формуле

$$b_п = (1{,}4 \div 1{,}5)\, b. \qquad \text{(IV.47)}$$

Для уяснения рассмотрим пример расчета песчаной подушки.

Пример 21. Рассчитать ленточный фундамент при таких грунтовых условиях: сверху до глубины 4,5 *м* залегает слой пылеватого песка, насыщенного водой, средней плотности; подошву фундамента из условий промерзания заглубляем на $H = 1{,}0$ *м*; нагрузка от веса здания на уровне земли $N^н = 28000$ *кг*.

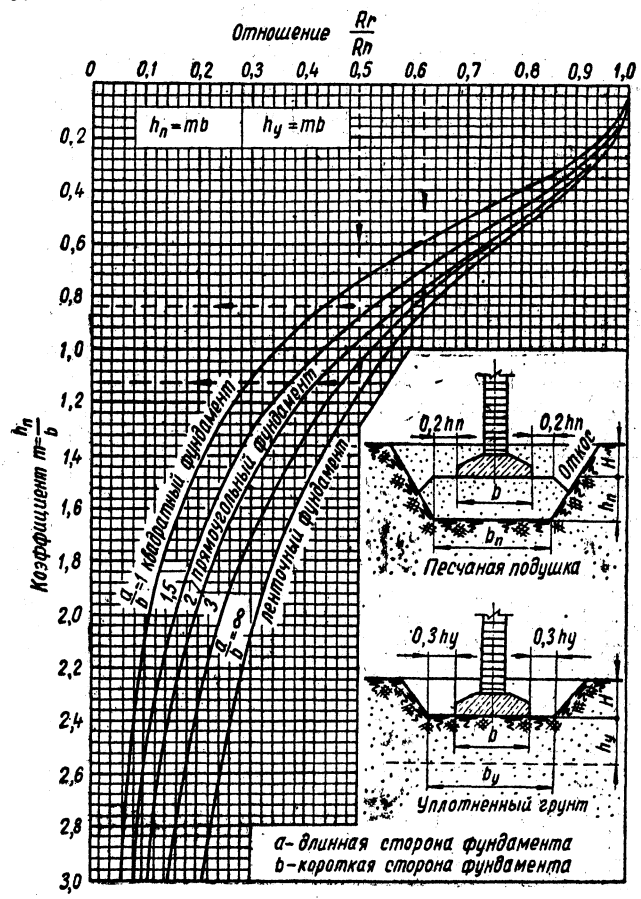


Рис. IV.67. График для определения коэффициента m, толщины песчаной подушки $h_п$ или глубины уплотнения слабого слоя грунта $h_у$ под подошвой фундамента.

1. Определяем ширину подошвы фундамента b. Нормативное давление на грунт на глубине $H = 1{,}0$ *м* (см. табл. IV.6) $R^н = 0{,}83$ *кг/см²*. Ширина подошвы фундамента при $\gamma_0 = 0{,}0022$ *кг/см³* по формуле (IV.23) равна

$$b = \frac{N^н}{l\,(R^н - H\gamma_0)} = \frac{28\,000}{100\,(0{,}83 - 100 \cdot 0{,}0022)} = 460 \text{ см}.$$

Чтобы уменьшить размеры фундамента и осадки основания и здания, фундамент основываем на песчаную подушку, допускающую давление $R^н_п = 2$ *кг/см²*. Снова определяем величину b при песчаной подушке

$$b = \frac{28\,000}{100\,(2{,}0 - 100 \cdot 0{,}0022)} = 158 \text{ см}.$$

2. Определяем высоту песчаной подушки $h_п$ по формуле (IV.46). Принимаем (предварительно) высоту песчаной подушки $h_п = 150$ *см* (близкую ширине подошвы фундамента). При этом подошва песчаной подушки будет расположена на глубине $H = 1{,}0 + h_п = 1{,}0 + 1{,}5 = 2{,}5$ *м* от поверхности земли. Нормативное давление на грунт на глубине $H = 2{,}5$ *м* (табл. IV.6) $R^н_{H=2,5} = 1{,}24$ *кг/см*².

Отношение

$$\frac{R^н_{H=2,5}}{R^н_п} = \frac{1{,}24}{2} = 0{,}62.$$

По графику (рис. IV.67) при $\frac{R_г}{R_п} = \frac{1{,}24}{2} = 0{,}62$ находим (для ленточного фундамента) величину коэффициента $m = 0{,}86$

$$h_п = mb = 0{,}86 \cdot 158 = 136 \text{ см}.$$

Принимаем толщину песчаной подушки $h_п = 140$ *см*.

3. Определяем ширину поперечного сечения ленточной песчаной подушки по формуле (IV.47).

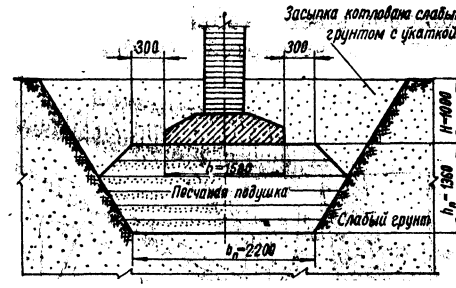


Рис. IV.68. К примеру 21.

$$b_п = 1{,}4b = 1{,}4 \cdot 158 \approx 220 \text{ см}.$$

Песчаная подушка показана на рис. IV.68.

Если принять отношение $\frac{R}{R_п} = \frac{1}{2} = 0{,}5$, то по графику (рис. IV.67) коэффициент $m = 1{,}14$, и высота песчаной подушки будет равна

$$h_п = 1{,}14 \cdot 158 = 180 \text{ см}.$$

ПОВЕРХНОСТНОЕ УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

Уплотнение грунтов основания с поверхности производится с целью увеличения несущей способности верхних слабых слоев грунта и уменьшения их просадочных свойств. Уплотнение создается тяжелыми катками, самоходными вибраторами, пневматическими трамбовками или трамбовками весом 1—3 *т*, падающими с высоты 3—4 *м*. В зависимости от числа проходок и веса катка грунты под подошвой уплотняются на глубину 50—100 *см*. Тяжелыми виброплитами или трамбовками можно уплотнить верхний слой грунта на глубину 1,5—2,0 *м*.

Устранение просадочных свойств грунтов основания возможно также путем устройства грунтовых подушек из местных глинистых грунтов.

Уплотнение верхних слабых грунтов целесообразно производить на глубину h, близкую ширине подошвы фундамента b, найденной из условия прочности уплотненного верхнего слоя грунта. На этой глубине в толще основания напряжения от веса зданий уменьшаются в ленточном фундаменте почти наполовину (в квадратном — на две третьих) от напряжений под подошвой (см. табл. IV.3). Так, на глубине $h = b$ напряжения уменьшаются: при ленточном фундаменте на 45%, в квадратном — на 66%, т. е. имеет место наибольшее падение напряжений.

Отметим, что чем меньше ширина подошвы фундамента, тем на меньшую глубину потребуется уплотнение основания. Катками можно уплотнять слабые грунты основания при ширине фундамента b, обычно не превышающей 80—100 *см* (здания малой этажности); тяжелыми виброплитами или падающими трамбовками — при ширине $b \leqslant 1{,}5 \div 2{,}0$ *м*. Напряжения от веса здания в плоскости контакта уплотненного грунта с неуплотненным не должны превышать нормативного сопротивления неуплотненного грунта.

Нормативное давление на уплотненный грунт принимается по действующим нормам, как для грунтов естественного сложения с аналогичными характеристиками плотности и влажности.

Исследования показали, что метод уплотнения грунтов основания падающими трамбовками является весьма эффективным и что толщина слоя грунта, уплотненного трамбовками, в несколько раз больше толщины слоя грунта, уплотненного дорожным катком весом 10 *т*.

Уплотнение грунтов основания производят до отказа — до тех пор, пока от каждой последующей проходки катком или удара трамбовки уплотняемая поверхность начинает понижаться — оседать на одну и ту же величину, не превышающую 0,5—1 *см* для песков, 1—1,5 *см* для лессовидных суглинков и 1,5—2 *см* для глин. Дальнейшие укатки или трамбование сопровождаются незначительным увеличением плотности, так как понижение уплотненной зоны происходит главным образом за счет выпирания грунтов в стороны.

Величину отказа устанавливают опытным трамбованием грунта на участке, подлежащем уплотнению, а число затраченных ударов принимают как необходимое для уплотнения этого грунта на всем участке. При этом, если при проведении опытного уплотнения общее понижение (осадка) поверхности при песчаных грунтах будет не более 5 *см*, а при глинистых не более 8 *см*, то грунт трамбованию не подлежит. Исходными данными служат характеристики грунтов E, c и φ, помещенные в табл. IV.10.

Качество уплотнения проверяют контрольным определением отказа в любом уплотненном месте основания и объемного веса проб грунта, взятых в толще грунтов уплотненных мест.

Уплотнение обеспечивает равномерную сжимаемость верхних, наиболее напряженных слоев грунта, залегающих непосредственно под подошвой, а следовательно — меньшую и более равномерную осадку фундамента и здания.

Грунты, подвергающиеся уплотнению, должны иметь определенную влажность. Оптимальная влажность глинистых грунтов соответствует границе раскатывания плюс 3%, а степень влажности песчаных грунтов должна быть в пределах 0,5—0,6. Перед уплотнением определяют влажность грунта, и если она недостаточна, производят замачивание грунта котлована.

Расчет уплотнения основания по аналогии с расчетом песчаных подушек состоит в определении ширины подошвы фундамента b, толщины $h_у$, на которую необходимо уплотнить слабый слой грунта ниже подошвы фундамента, чтобы напряжения на глубине $h_у$ (в плоскости контакта уплотненного слоя грунта с неуплотненным) были равны нормативному давлению на слабый слой грунта, и ширины котлована (слоя уплотненного грунта сверху).

Расчет рекомендуется производить в таком порядке:

1) по табл. IV.6—IV.7 находят нормативное давление на неуплотненный (слабый) грунт $R^н$ и на уплотненный $R^н_у$, в соответствии с характеристиками плотности, влажности, консистенции;

2) по нагрузке от веса здания $N^н$ и нормативному давлению $R^у_н$ определяют ширину подошвы фундамента b по формуле (IV.23);

3) по найденной ширине b определяют толщину слоя грунта $h_у$, подлежащего уплотнению по формуле

$$h_у = mb, \qquad \text{(IV.48)}$$

и ширину котлована в плоскости подошвы фундамента по формуле

$$b_у = (1{,}5 \div 1{,}6)\, b. \qquad \text{(IV.49)}$$

где m — коэффициент, принимаемый по графику (рис. IV.67) в зависимости от отношения $\frac{R_н}{R_у^н}$ и формы фундамента в плане по аналогии с расчетом песчаных подушек;

4) в зависимости от требуемой толщины уплотнения слоя грунта $h_у$ принимают метод уплотнения (катками или трамбовками). Если $h_у = 50 \div 70$ *см*, уплотнение может быть произведено катками; при $h_у = 1{,}0 \div 2{,}0$ *м* — виброплитами или падающими трамбовками, а при $h_у > 2{,}0$ *м* — песчаными или грунтовыми сваями.

При уплотнении трамбовками дополнительно определяют диаметр круглой трамбовки d в *м* по формуле

$$d = k_1 h_у, \qquad \text{(IV.50)}$$

где $h_у$ — требуемая толщина уплотнения в *м*;

k_1 — коэффициент, зависящий от вида грунта и равный:

Для глин природного сложения . .	1
Для насыпных глинистых грунтов . .	0,85
Для суглинков	0,75—0,8
Для супесей	0,7
Для песчаных грунтов	0,65

Вес трамбовки подбирают из условия, чтобы он был равен весу уплотняемого грунта, объем которого равен площади основания трамбовки, умноженной на глубину предполагаемого уплотнения.

При песчаных грунтах

$$Q = 1{,}2d^2; \qquad \text{(IV.51)}$$

при глинистых грунтах

$$Q = 1{,}6d^2, \qquad \text{(IV.52)}$$

где Q — вес трамбовки в *т*.

Пример 22. Рассчитать ленточный фундамент под 3-этажное здание и основание под ним при таких данных (рис. IV.69): непосредственно под фундаментом залегает слой рыхлого насыпного песка толщиной 3,5 *м*; из условий промерзания подошву фундамента заглубляем на 1,0 *м* от поверхности земли; нагрузка на уровне земли от веса 1 *пог. м* стены $N^н = 21800$ *кг*; нормативное давление на грунт на глубине до 1,5 *м* $R^н = 1$ *кг/см²*, ниже $R^н = 1{,}2$ *кг/см²*.

Чтобы уменьшить ширину подошвы фундамента, глубину сжимаемой толщи грунта и его деформации — осадку, уплотняем слой грунта под подошвой толщиной $h_у$, при которой напряжения в плоскости контакта уплотненного и неуплотненного слоев будут равны 1,2 *кг/см²*. Нормативное давление на уплотненный слой грунта под подошвой (после пробного уплотнения) $R_у^н = 1{,}8$ *кг/см²*. Величина $\gamma_0 = 0{,}0022$ *кг/см³*.

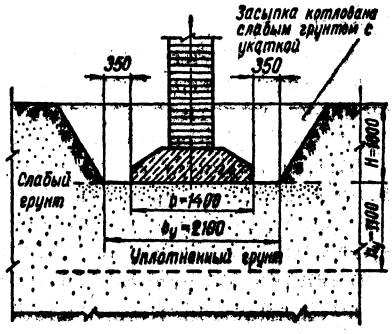


Рис. IV.69. К примеру 22.

Требуется определить ширину подошвы фундамента b, толщину $h_у$ и ширину $b_у$ уплотненного слоя грунта. Определяем:

ширину подошвы фундамента по формуле (IV.23)

$$b = \frac{N^н}{100\,(R^н - H\gamma_0)} = \frac{21\,800}{100\,(1{,}8 - 100 \cdot 0{,}0022)} \approx 140 \text{ см};$$

минимальную глубину уплотнения по формуле (IV.48)

$$h_у = mb = 0{,}77 \cdot 140 \approx 110 \text{ см}.$$

Величина коэффициента m найдена по графику (см. рис. IV.67) для ленточного фундамента при $\frac{R^н}{R_у^н} = \frac{1{,}2}{1{,}8} = 0{,}66$; $m = 0{,}77$.

Уплотнение (при $h_у > 1$ *м*) можно производить тяжелыми виброплитами или трамбовками. Диаметр круглой трамбовки d по формуле (IV.50)

$$d = k_1 h_у = 0{,}75 \cdot 1{,}1 = 0{,}82 \text{ м}.$$

Вес трамбовки находим по формуле (IV.51)

$$Q = 1{,}2d^2 = 1{,}2 \cdot 0{,}9^2 = 0{,}97 \text{ т}.$$

После уплотнения необходимо в натуре проверить степень уплотнения и соответствует ли оно принятому $R_у^н$.

Ширина котлована в плоскости подошвы фундамента $b_у$, подлежащая уплотнению, по формуле (IV.49)

$$b_у = 1{,}5b = 1{,}5 \cdot 140 = 210 \text{ см}.$$

ГЛУБИННОЕ УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

Уплотнение грунтов основания песчаными или грунтовыми сваями производится в тех случаях, когда слабые грунты под подошвой залегают на относительно большой глубине и для уменьшения ожидаемых осадок от веса здания требуется уплотнение грунтов на всю или на большую часть глубины сжимаемой толщи.

Песчаные сваи применяются для уплотнения слабых насыпных грунтов, рыхлых песчаных, пылеватых и илистых песков, заторфованных грунтов, а также слабых глинистых (супеси, суглинки и глины).

Грунтовыми сваями можно уплотнять глинистые и илистые грунты, находящиеся в пластичном состоянии, а также лессовидные просадочные грунты. При этом лессовидные просадочные грунты после уплотнения не только увеличивают несущую способность, но теряют также просадочные свойства на всю длину сваи.

Уплотнение слабых грунтов основания сваями состоит в том, что на уровне подошвы фундамента в грунт забивается или погружается с помощью вибратора до определенной глубины инвентарная стальная труба диаметром 40—50 *см* с башмаком (пробкой) на конце. При погружении инвентарной трубы грунт раздвигается — уплотняется на глубину, равную длине трубы. Затем пробка с конца удаляется и образовавшееся в грунте полое пространство по мере извлечения трубы заполняется — затрамбовывается песком или перемятым грунтом, дополнительно уплотняя основание до требуемой плотности. Грунтовые сваи выполняются в соответствии с рекомендациями СН 33—58.

В зависимости от длины свай можно уплотнить грунты основания на всю глубину сжимаемой толщи или на часть ее глубины. Ниже этой глубины давление от фундамента, передаваемое слоем уплотненного грунта на расположенный под ним неуплотненный или мало уплотненный, должно быть для него предельно допустимым. При большой глубине сжимаемой толщи слабого грунта его можно уплотнять послойно, так, чтобы в пределах слоя плотность была одинаковой, а в каждом ниже расположенном слое — меньше плотности вышележащего в соответствии со схемой распределения вертикальных давлений в толще грунтов по оси фундамента (см. рис. IV.58).

Глубину уплотнения каждого слоя определяют расчетом по формуле (IV.46) так же, как песчаную подушку. Нормативное сопротивление уплотненного грунта на уровне подошвы фундамента или в промежуточном слое принимают как для грунта того же названия, но с характеристиками, приобретенными уплотнением. При этом, если в промежутках между основными сваями погрузить сваи другой длины, то на отдельных участках может быть достигнута различная плотность по высоте сжимаемой толщи и в плане.

Пески крупно- или среднезернистые должны быть однородны по составу и не содержать пылеватых и глинистых частиц более 3%.

Производство работ по уплотнению слабого грунта и контроль за качеством уплотнения осуществляются согласно действующим инструкциям. Сваи располагаются в шахматном порядке, а расстояние между сваями определяется расчетом. Несущую способность уплотненного грунта проверяют пробной нагрузкой с помощью штампа.

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Свайный фундамент представляет собой конструкцию из определенного (найденного расчетом) числа свай-стержней, погруженных в грунт и соединенных вверху железобетонной плитой-ростверком. Ростверк воспринимает нагрузку от веса здания и распределяет ее на все сваи фундамента (рис. IV.70). Свайные фундаменты применяются в тех случаях, когда грунты, залегающие под подошвой, слабые на относительно большой глубине и под влиянием нагрузки от веса здания дают осадки, превышающие предельные величины средних осадок $S_{пр.ср}$ (см. стр. 233). При таких осадках в несущей конструкции здания появляются деформации, недопустимые для его нормальной эксплуатации.

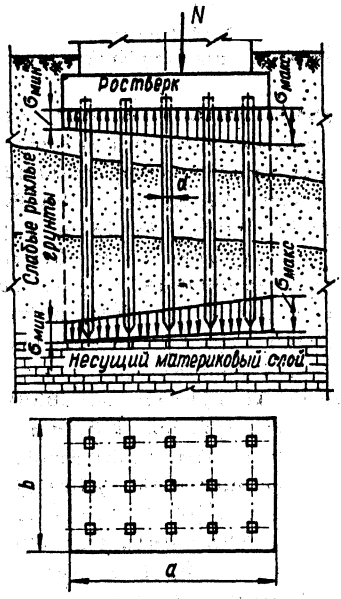


Рис. IV.70. Схема свайного фундамента.

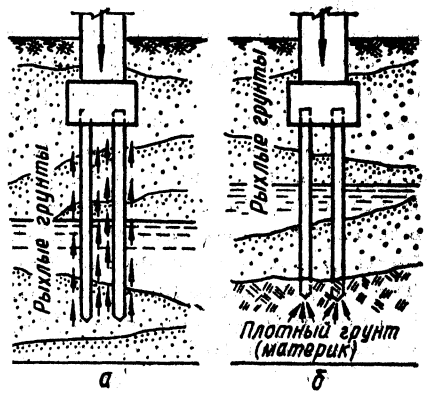


Рис. IV. 71. Свайные основания с висячими (*а*) и стоечными (*б*) сваями.

Сваи свайного фундамента при забивке уплотняют слабые грунты либо передают нагрузку от ростверка на более плотные грунты, залегающие ниже плоскости острия свай. В первом случае роль свай состоит в передаче нагрузки от веса здания на грунты основания главным образом за счет трения боковой поверхности сваи о грунт. Такие сваи относятся к висячим (рис. IV.71,*а*). Во втором случае концы свай входят в толщу плотного слоя грунта и передают на него нагрузку от здания своим нижним концом. Такие сваи относятся к стоечным

(рис. IV.71, *б*). Так как работа свай-стоек существенно отличается от работы висячих свай, то при рассмотрении геологического разреза строительной площадки устанавливается, в зависимости от напластования, рода грунтов и их плотности, тип свайного фундамента (фундамент из свай-стоек или из висячих свай).

Фундаменты из свай-стоек применяются тогда, когда на глубине от подошвы фундамента, не превышающей длины свай, применяемых на практике, залегает слой грунта, достаточно мощный и прочный, чтобы передать на него всю нагрузку от веса здания. Согласно указаний норм, таким слоем (пластом) может служить скальная порода, плотный крупнообломочный грунт или твердая глина. Сваи-стойки, опирающиеся нижним концом на такие грунты, под влиянием нагрузки практически не получают вертикальных перемещений-осадок.

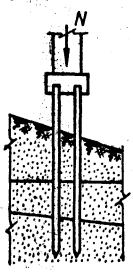


Рис. IV.72. Свайный фундамент с высоким ростверком.

Фундаменты из висячих свай применяются в тех случаях, когда слой прочного грунта, способного воспринять нагрузку от веса здания, залегает на глубине, при которой применение свай-стоек технически неосуществимо или экономически нецелесообразно. Висячие сваи находятся в грунтовых условиях, при которых неизбежны деформации-осадки свайного фундамента и здания. Величина осадки зависит от рода и плотности грунтов, залегающих главным образом ниже плоскости острия свай. Поэтому длину висячих свай нужно принимать такой, чтобы сваи прорезывали по возможности большую толщу слабых грунтов и нижним концом опирались на грунты с хорошими строительными свойствами. Это, как правило, оказывает бóльший эффект на увеличение несущей способности фундамента, чем увеличение числа свай меньшей длины.

Сравнивая фундамент из свай-стоек с фундаментом из висячих свай, следует отдавать предпочтение сваям-стойкам, если это может быть достигнуто удлинением свай за счет уменьшения их числа.

Свайные фундаменты бывают с низким расположением ростверка (см. рис. IV.71) и с высоким расположением ростверка (рис. IV.72). При низком ростверке сваи по всей длине обжаты грунтом и исключается возможность продольного изгиба свай при сжатии нагрузкой от веса здания. При высоком расположении ростверка часть сваи выступает над поверхностью земли и подвергается при сжатии продольному изгибу, что при прочих равных условиях уменьшает несущую способность сваи и фундамента.

По роду материалов сваи бывают деревянные, железобетонные, бетонные и в редких случаях металлические.

Деревянные сваи в качестве свайного фундамента могут применяться лишь в грунтах, насыщенных водой, причем в этом случае головы деревянных свай всегда располагаются ниже самого низкого уровня грунтовых вод. В таких условиях деревянные сваи долговечны и обладают некоторыми преимуществами по сравнению со сваями из бетона или железобетона, так как имеют малый вес и более транспортабельны. Деревянные же сваи, находящиеся в грунтах с переменной влажностью, подвержены гниению, и срок их службы измеряется несколькими годами. В результате загнивания и разрушения верха свайного фундамента здание получает неравномерную осадку, которая влечет за собой повреждения несущей конструкции. Поэтому деревянные сваи могут быть применены в местах со стабильным уровнем грунтовых вод. При этом следует иметь в виду, что в городах и промышленных

районах грунтовые воды, ранее со стабильным горизонтом, могут в результате устройства ливневых и осушительных дренажных сетей, водопроводных и канализационных линий с течением времени понизить свой уровень; верхняя часть свайного фундамента может оказаться выше уровня грунтовых вод и подвергнуться загниванию. В этих случаях деревянные свайные фундаменты недопустимы.

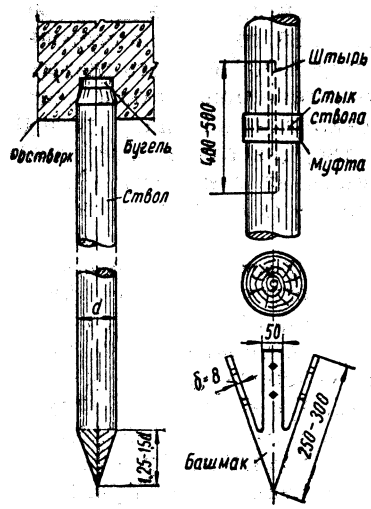


Рис. IV.73. Детали деревянных свай.

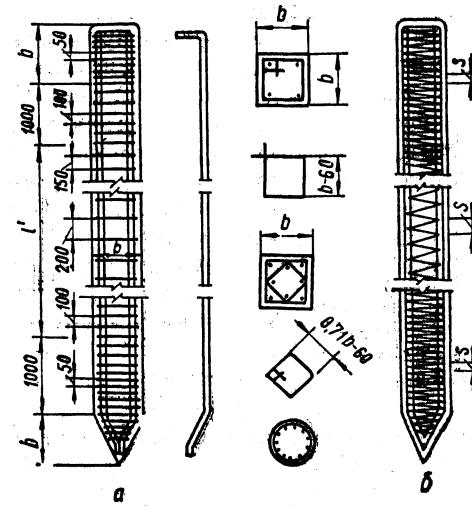


Рис. IV.74. Железобетонные сваи:
а — квадратного сечения; *б* — круглого сечения.

При соответствующих грунтовых условиях, согласно указаниям норм (СНиП II-Б. 5—67), деревянные сваи допускаются лишь в районах, где лес является местным строительным материалом.

Для изготовления деревянных свай применяется сосна, ель, лиственница и в редких случаях дуб. Длина свай принимается 4—12 *м*, а при необходимости и больше. Стволы свай должны быть прямые, без косослоя и очищенные от коры. Диаметр свай, в зависимости от допускаемой нагрузки, принимается 18—32 *см*, считая в верхнем отрубе.

Погружение в грунт деревянных свай производится механическими копрами. Головы свай для предохранения при забивке от размочаливания и раскалывания стягиваются бугелями — сварными кольцами из полосовой стали 50×12 *мм*.

Верхний конец сваи срезается строго перпендикулярно к оси, а нижний заостряется симметрично относительно оси, как показано на рис. IV.73. При мягких грунтах нижний конец сваи срезается под тупым углом. При грунтах, включающих твердые частицы, на острие сваи надевается металлический башмак. Во избежание повреждения деревянных свай при падении бабы высота падения последней должна быть ограничена. По формуле Н. М. Герсеванова предельная высота падения бабы для сосновой сваи принимается равной 1,5 *м*.

Если свая при забивке полностью погружается в грунт, не достигнув расчетного отказа, ее наращивают. Наращивание свай выполняется впритык на штыре посередине с перекрытием стыка стальной муфтой.

Железобетонные сваи в качестве свайного фундамента могут применяться при любом уровне грунтовых вод или воды водоема. Но железобетонные сваи имеют свои недостатки. Они подвергаются коррозии — разрушению при воздействии на них агрессивной воды, в осо-

бенности при периодическом замораживании и оттаивании. Мероприятиями по предотвращению развития процессов коррозии в бетоне является повышение плотности бетона, применение пуццолановых цементов и др.

По форме в плане железобетонные сваи бывают квадратные и круглые (сплошные и полые). В настоящей главе рассмотрены только сплошные сваи (забивные и набивные). Они изготовляются из бетона марки не ниже 200 с продольной рабочей арматурой и поперечной арматурой в виде хомутов или спирали (рис. IV.74). Площадь продольной арматуры назначается по величине изгибающего момента, возникающего в свае при ее подъеме и транспортировании. Число и диаметр стержней арматуры, в зависимости от длины и сечения сваи, могут быть приняты по табл. IV.17.

Таблица IV. 17

Выбор стержней продольной арматуры из стали класса А-II для железобетонных свай

Сечение сваи $b \times b$ в *см*	Длина сваи в *м*						
	5—6	7—8	9—10	11—12	13—14	15—16	17—18
20×20	4⌀12А-II	4⌀12А-II	4⌀14А-II	4⌀14А-II	—	—	—
25×25	4⌀14А-II	4⌀14А-II	4⌀16А-II	4⌀16А-II	4⌀16А-II	—	—
30×30	4⌀16А-II	4⌀16А-II	4⌀18А-II	4⌀18А-II	4⌀18А-II	4⌀18А-II	—
35×35	—	4⌀18А-II	4⌀20А-II	4⌀20А-II	4⌀20А-II	4⌀20А-II	4⌀22А-II
40×40	—	—	4⌀22А-II	4⌀22А-II	4⌀22А-II	4⌀22А-II	4⌀24А-II

Петли для подъема свай (из условия равенства моментов в точках захвата и посередине сваи) заделываются на расстоянии $0{,}2\,l$ от концов сваи. Продольные стержни периодического профиля, как правило, распределяют равномерно по граням сечения. Внизу стержни свариваются в пучок, создающий острие, способное пробивать твердые прослойки грунта. В нужных случаях на острие сваи надевается металлический башмак.

Поперечная арматура воспринимает всю ударную силу молота. Поэтому диаметр поперечной арматуры (5—8 *мм*) должен составлять не менее $^1/_4$ диаметра продольных стержней. Хомуты по длине сваи располагаются равномерно через 20 *см* и сгущаются до 10 и 5 *см* к концам, где особенно чувствительны удары молота (бабы). При тяжелых грунтовых условиях бетон у головы свай испытывает местные перенапряжения и поэтому усиливается 2—3 горизонтальными стальными сетками из стержней диаметром 5—6 *мм* с размерами клетки 5 *см*. Кроме того, для смягчения силы удара на голову сваи надевают наголовник.

Длина железобетонных свай в гражданском строительстве принимается обычно 10—15 *м*; применяются и более длинные сваи.

Бетонные сваи (сваи Страуса) в отличие от деревянных и железобетонных набиваются в грунт на месте расположения свай по проекту. Набивка бетона в грунт производится без предварительного уплотнения грунта и с уплотнением.

Набивка свай без уплотнения грунта заключается в том, что до проектной отметки опускается обсадная труба, из которой удаляется грунт. Затем по мере заполнения скважины бетоном обсадная труба извлекается. Бетонная свая под влиянием трамбования имеет неравномерную толщину — она более уширена в толще слабых грунтов.

Набивка свай с уплотнением грунта заключается в том, что в грунт опускается обсадная труба, закрытая снизу наконечником (пробкой).

Грунт при погружении такой трубы уплотняется. Затем пробка удаляется и скважина заполняется бетоном. Обсадная труба извлекается аналогично первому случаю.

Предельная нагрузка на набивную сваю назначается в зависимости от марки бетона и площади обсадной трубы, причем возможные уширения сваи в отдельных местах по длине не учитываются.

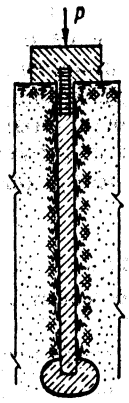


Рис. IV.75. Набивная свая с уширенной пятой.

Для увеличения несущей способности сваи Страуса устраиваются с уширенной пятой (рис. IV.75). Уширение достигается медленным подъемом обсадной трубы при ее извлечении из скважины и усиленным трамбованием при заполнении бетоном нижнего участка скважины. В результате образовывается уширение — подушка, способная воспринять большую нагрузку.

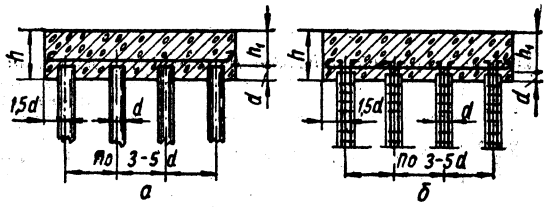


Рис. IV.76. Ростверки:
а — по деревянным сваям; *б* — по железобетонным сваям.

Уширение нижнего конца сваи может быть также получено взрывом патрона, опущенного на определенной глубине ниже обсадной трубы, где взрывные газы обжимают грунт и создают пустоту — камеру для образования подушки. Такие сваи называются **камуфлетными**; они просты в изготовлении, дешевы и, в зависимости от веса заряда взрывчатого вещества и величины уширения, могут обладать большой несущей способностью. До окончания бетонирования вверху сваи вставляется арматурная сетка из 3 стержней диаметром 10—12 *мм*, треть длины которой заделывается в ростверк.

Преимуществом набивных свай является возможность применения вибратора, уплотняющего бетон без ударов и сотрясений, которые могли бы повредить соседние здания. К недостаткам относится бесконтрольность размеров поперечных свай по длине и в особенности подушек камуфлетных свай.

Кроме перечисленных типов свай, применяются также сваи-оболочки, винтовые сваи разных диаметров и буровые сваи, обладающие большой несущей способностью и способные передавать нагрузку на большую глубину.

Расстояние между сваями в плане принимается в пределах трех — четырех диаметров сваи (0,70—1,20 *м*). Головы свай, погружаемых до отказа в грунт, срезаются на уровне, предусмотренном проектом, и соединяются ростверком в одну общую конструкцию. Ростверк распределяет нагрузку от веса здания равномерно между всеми сваями фундамента.

Ростверки бывают деревянные и железобетонные.

Деревянный ростверк устраивается только при деревянных сваях и при возможности расположения его ниже уровня грунтовых вод. Он состоит из насадок и схваток, связывающих головы свай во взаимно перпендикулярных направлениях и придающих жесткость

свайному фундаменту. Пространство между брусьями ростверка заполняется щебнем или камнем.

Железобетонный ростверк устраивается как при железобетонных сваях, так и при деревянных. Это железобетонная плита, связывающая головы всех свай фундамента в одну конструкцию (рис. IV.76).

Глубина заделки верхних концов забивных железобетонных свай, работающих на центральное сжатие, в ростверке принимается 10—15 *см*, а выпуски арматуры для связи ее с ростверком (после срезки) не менее 25 *см*. Деревянные сваи заделываются в ростверк на глубину, равную диаметру сваи d.

Расчет свайного фундамента заключается в определении числа свай в фундаменте n, необходимого для восприятия вертикальной нагрузки N от веса здания, ростверка и грунта на обрезах и в рациональном размещении свай в плане. Предварительно определяют расчетное сопротивление P одиночной сваи, погруженной в грунт до расчетной отметки (глубины), затем число свай n.

Свайные фундаменты и их основания рассчитываются по трем предельным состояниям: по несущей способности — прочности сваи и ростверка и устойчивости основания; по деформациям основания; по трещиностойкости свай и ростверка.

РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Расчетное сопротивление одиночной сваи-стойки

Свая-стойка (рис. IV.77), как было указано выше, работает на сжатие как стержень, передающий на грунт нагрузку P только острием. Трением грунта о боковую поверхность сваи пренебрегают и считают, что свая-стойка по длине сжата постоянной нагрузкой P, приходящейся на нее от ростверка. Влияние продольного изгиба на сваю-стойку, окруженную по всей длине грунтом, также не учитывают и принимают, что свая центрально сжата.

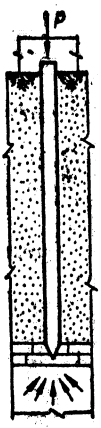


Рис. IV. 77. Схема сопротивления сваи-стойки.

Расчет сваи-стойки, работающей на вертикальную сжимающую нагрузку, производится при действии расчетных нагрузок: 1) по несущей способности ствола сваи, исходя из прочности материала сваи, как центрально сжатого элемента; 2) по несущей способности основания, исходя из прочности грунтов на уровне острия свай. Расчетным принимают меньшее из двух полученных сопротивлений. Сечение железобетонной сваи, определенное из условий прочности как центрально сжатого элемента, должно также удовлетворять прочности и трещиностойкости сваи, рассчитанной как изгибаемый элемент на усилия, возникающие при подъеме и транспортировании, согласно указаниям п. 4.12 СНиП II-В. 5—62.

Несущая способность сваи-стойки P_c в *т* по прочности материала ствола определяется:

деревянных свай — по формуле

$$P_c = FR, \qquad (IV.53)$$

где F — площадь поперечного сечения ствола сваи в *см*²;

R — расчетное сопротивление сжатию древесины вдоль волокон;

железобетонных сборных свай — по формуле

$$P_c = (R_{пр}F_б + R_{a.c}F_a), \qquad (IV.54)$$

где $R_{пр}$ — призменная прочность в *кг/см²*;

$R_{а.с}$ — расчетное сопротивление стали сжатию в *кг/см²*;

$F_б$ — площадь поперечного сечения бетона сваи в *см²*;

$F_а$ — площадь поперечного сечения продольной арматуры в *см²*.

При высоких ростверках (см. рис. IV.72), когда часть сваи выступает над поверхностью земли, учитывают влияние продольного изгиба. Расчетную длину свай на участке от поверхности земли до подошвы ростверка определяют согласно действующим техническим условиям. Величины несущей способности свай с высоким ростверком снижают на соответствующие значения коэффициента φ.

Несущая способность сваи-стойки $P_с$ в *т* по прочности грунтов основания в плоскости острия свай определяется по формуле

$$P_с = kmR^н F, \qquad (IV.55)$$

где k и m — соответственно коэффициенты однородности грунта и условий работы; для забивных свай-стоек произведение km принимается равным 0,7 а для свай-оболочек и набивных свай — равным 0,5;

$R^н$ — нормативное сопротивление грунта основания в плоскости острия сваи в *т/м²*, принимаемое по табл. IV.18;

F — площадь поперечного сечения нижнего конца сваи в *м²*.

Таблица IV. 18

Нормативные сопротивления грунта под нижними концами забивных свай $R^н$ в *т/м²*

Глубина забивки сваи в *м*	Нормативные сопротивления $R^н$ в *т/м²*						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—
	глинистых грунтов консистенции *B*, равной						
	<0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	750/700	650/400	300	290/200	180/120	120/100	60
4	830	660/510	380	300/250	190/160	125	70
5	880	670/620	400	310/280	200	130	80
7	970	690	430	330	220	140	85
10	1050	730	500	350	240	150	90
15	1170	750	560	400	280	160	100
20	1260	820	620	450	310	170	110
25	1340	880	680	500	340	180	120
30	1420	940	740	550	370	190	130
35	1500	1000	800	600	400	200	140

Примечания: 1. Несущая способность забивных свай, опирающихся нижними концами на рыхлые песчаные грунты или на глинистые грунты консистенции $B \geqslant 0{,}6$, определяется по результатам испытания пробных свай, забитых в эти грунты.

2. В случаях, когда значения $R^н$ указаны дробью, числитель относится к пескам, а знаменатель — к глинам.

3. Глубину расположения острия сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 *м* следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве более 3 *м* — от условной отметки, расположенной на 3 *м* выше уровня срезки или на 3 *м* выше уровня природного рельефа в случае подсыпки или намыва.

4. Для промежуточных глубин забивки свай и промежуточных значений консистенции B глинистых грунтов значение $R^н$ определяют интерполяцией.

5. Значениями нормативных сопротивлений $R^н$ можно пользоваться при условии, если заглубление сваи в неразмываемый и несрезаемый грунт для мостов и гидротехнических сооружений не менее 4 *м* и для зданий и прочих сооружений — 3 *м*.

6. Для плотных песчаных грунтов значение $R^н$ увеличивают на 30%.

Величины несущей способности ствола P_c деревянной сваи-стойки (из сосны и ели), окруженной по всей длине грунтом, принимаются следующие:

Диаметр сваи в *см* . .	18	20	22	24	26	28	30	32
P_c в *т*	33	40	49	58	68	79	91	104

Несущая способность железобетонной сваи-стойки, окруженной по всей длине грунтом, приведено в табл. IV.19.

Таблица IV. 19

Величина несущей способности ствола P_c в *т* железобетонной сваи-стойки (бетон марки 200 и 300)

Марка бетона	Поперечное сечение сваи $b \times b$ в *см*, число и диаметр стержней из стали класса А-II				
	20×20 4⌀14	25×25 4⌀16	30×30 4⌀18	35×35 4⌀20	40×40 4⌀22
300	48,6	71,7	100	132	169
200	68,6	102,9	144,3	193	249

Пример 23. Определить несущую способность железобетонной сваи-стойки при таких данных: свая из бетона марки 200; сечение сваи 30×30 *см* ($F_б = 0{,}09$ *м*²); на глубине 12,0 *м* от поверхности земли залегает слой плотной глины консистенции $B = 0$; ростверк низкий.

Несущая способность сваи-стойки из условия прочности ствола сваи на сжатие по формуле (IV.54) при $R_{ac} = 2700$ *кг/см*² и $F_a = 10{,}18$ *см*² (4 ⌀ 18 А-II)

$$P_c = R_{пр}F_б + P_{ac}F_a = 80 \cdot 900 + 2700 \cdot 10{,}18 \approx 100\,000 \text{ кг} = 100 \text{ т}.$$

Несущая способность сваи-стойки из условия прочности грунта на уровне острия сваи по формуле (IV.55)

$$P_c = kmR^нF_б = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1100 \cdot 0{,}09 = 69{,}2 \text{ т}.$$

Таким образом, расчетным является сопротивление сваи из условия прочности грунта $P_c = 69{,}2$ *т*.

Несущая способность свайного фундамента (куста) из свай-стоек

При расчете свайного фундамента (куста) из свай-стоек принимают, как было указано выше, что вся вертикальная нагрузка N передается сваями-стойками от подошвы ростверка непосредственно на грунты, залегающие ниже плоскости острия свай (рис. IV.78), и что грунты между сваями не принимают участия в передаче нагрузки N и практически не работают на сжатие. Учитывая также, что грунты, расположенные ниже острия, обладают большим модулем деформаций E и малой сжимаемостью, принимают, что свайные фундаменты из свай-стоек обеспечивают прочность и устойчивость здания и не требуют проверки по деформациям-осадкам.

Несущая способность фундамента из свай-стоек зависит от числа свай в фундаменте n, а также от того, приложена ли равнодействующая N центрально по отношению к центру тяжести подошвы ростверка или с эксцентриситетом e.

При центральной передаче нагрузки эпюра давлений на грунт под подошвой ростверка прямоугольная. В этом случае сваи размещаются на равных друг от друга расстояниях симметрично к центру тяжести. Сваи испытывают одинаковое давление P, и несущая способность фундамента равна сумме несущих способностей одиночных свай-стоек, входящих в фундамент $N = P_c n$.

Отсюда число свай n определяется по формуле

$$n = \frac{N}{P_c}. \qquad \text{(IV.56)}$$

Так, например, число свай-стоек в фундаменте, необходимое для восприятия равнодействующей $N = 660$ *т* при $P_c = 45$ *т*

$$n = \frac{660}{45} = 14{,}7.$$

Принимаем 15 свай-стоек, как показано на рис. IV.78.

Расстояние между осями свай-стоек принимается минимальное в пределах 2,5—3 толщин ствола. При таких расстояниях между осями свай ростверки имеют небольшие габариты, что является весьма важным фактором при проектировании фундаментов с большими нагрузками, требующими большого числа свай.

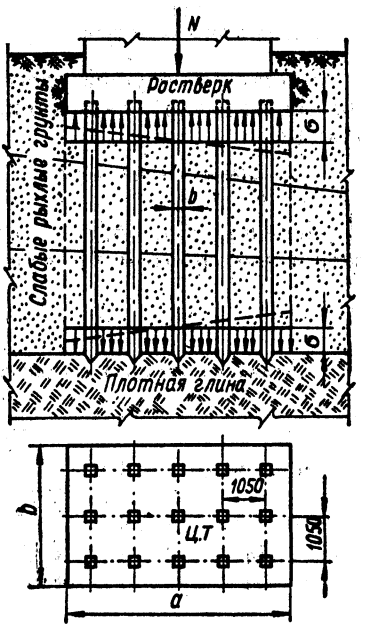


Рис. IV.78. Свайный фундамент (куст) из свай-стоек.

При внецентренной передаче нагрузки эпюра давления на грунт под подошвой ростверка имеет форму трапеции. В этом случае число свай и расстояние между их осями зависит от величины эксцентриситета e (см. фундаменты из висячих свай — стр. 312).

Несущая способность одиночной висячей сваи

Несущая способность висячей сваи определяется, главным образом, из условия прочности грунтов основания, т. е. суммы сопротивления трению грунта по боковой поверхности ствола и сопротивления грунта по нижнему концу сваи (рис. IV.79). Сопротивление основания висячей сваи, как правило, меньше сопротивления ствола сваи на сжатие и является поэтому расчетным.

Несущую способность одиночной висячей сваи можно определить тремя методами: расчетом, методом пробных статических нагрузок и методом динамических нагрузок.

Расчет состоит в определении суммы величин сопротивления трению боковой поверхности ствола о грунт $u\Sigma l_i f_i^н$ и сопротивления грунта под нижним концом сваи $R^н F$.

Несущую способность основания висячей сваи, работающей на вертикальную сжимающую нагрузку, определяем по формуле

$$P_в = km\,(u\Sigma l_i f_i^н + R^н F), \qquad \text{(IV.57)}$$

где u — периметр поперечного сечения сваи в *м*;

$f_i^н$ — нормативное сопротивление i-го слоя грунта основания трению по боковой поверхности в *т/м*², принимаемое по табл. IV.20;

l_i — толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи в *м*;

k — коэффициент однородности грунта, принимаемый равным 0,7;

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1.

Таблица IV. 20

Нормативные сопротивления грунта на боковой поверхности забивных свай $f^н$ в $т/м^2$

Средняя глубина расположения слоя грунта в *м*	Нормативные сопротивления $f^н$, в $т/м^2$					
	песчаных грунтов средней плотности (для свай, забитых без подмыва)					
	крупных, средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—
	глинистых грунтов консистенции B, равной					
	<0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,2
2	4,2	3,0	2,0	1,7	0,7	0,3
3	4,8	3,5	2,5	2,0	0,8	0,4
4	5,3	3,8	2,7	2,2	0,9	0,5
5	5,6	4,0	2,9	2,4	1,0	0,6
7	6,0	4,3	3,2	2,5	1,1	0,7
10	6,5	4,6	3,4	2,6	1,2	0,8
15	7,2	5,1	3,8	2,8	1,4	1,0
20	7,9	5,6	4,1	3,0	1,6	1,2
25	8,6	6,1	4,4	3,2	1,8	—
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,0	—
35	10,0	7,0	5,0	3,6	2,2	—

Примечания: 1. Глубину расположения острия сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 *м* следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве более 3 *м* — от условной отметки, расположенной на 3 *м* выше уровня срезки или на 3 *м* выше уровня природного рельефа в случае подсыпки или намыва.

2. Для промежуточных глубин забивки свай и промежуточных значений консистенцию B глинистых грунтов и значения $f^н$ определяют интерполяцией.

3. Для плотных песчаных грунтов значения $f^н$ увеличивают на 30%.

4. При определении нормативных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай пласты грунтов расчленяют на однородные слои толщиной не более 2 *м*.

5. Если в пределах длины сваи имеются напластования торфа мощностью более 30 *см* и возможна планировка территории подсыпкой или иная загрузка территории, эквивалентная подсыпке, то сопротивление грунта, расположенного выше подошвы наинизшего (в пределах глубины забивки сваи) слоя торфа, принимается:

при подсыпках до 2 *м* для грунтовой подсыпки и торфа — равным нулю, а для минеральных пластов естественного грунта — по таблице;

при подсыпках 2—5 *м* для грунтов, включая подсыпку,— равным 0,4 от значений, указанных в таблице, взятых со знаком минус, а для торфа — равным 0,5 $т/м^2$;

при подсыпках более 5 *м* для грунтов, включая подсыпку,— равным значениям, указанным в таблице, взятым со знаком минус, а для торфа — равным 0,5 $т/м^2$.

Несущая способность $P_в$, найденная по формуле (IV.57), должна быть больше или равна расчетной нагрузке P, приходящейся на одну висячую сваю.

При предварительных расчетах фундаментов из висячих свай важное значение имеет знание физико-механических свойств грунтов строительной площадки (зерновой состав песчаных грунтов и консистенция глинистых) и принятие соответствующих значений величин $f_i^н$ и $R^н$.

Пример 24. Найти величину несущей способности железобетонной сваи ленточного фундамента при данных, приведенных на рис. IV.80. Поперечное сечение сваи $b \times b = 35 \times 35$ *см* ($F = 0{,}1225$ *м*²); периметр сечения сваи $u = b \times 4 = 35 \times 4 = 1{,}40$ *м*.

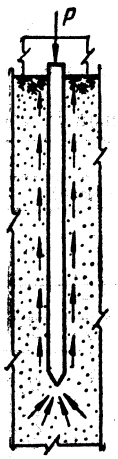


Рис. IV.79. Схема сопротивления висячей сваи.

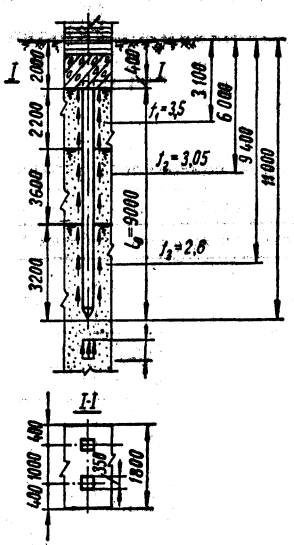


Рис. IV.80. К примеру 24.

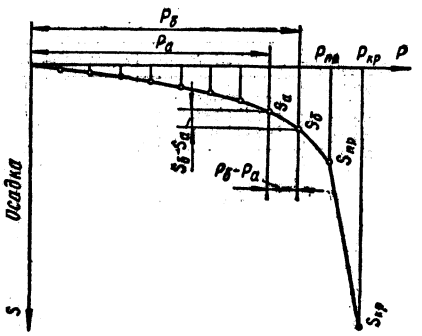


Рис. IV.81. Кривая зависимости S от *P*.

Несущую способность сваи определяем по формуле (IV.57). Величину $u\Sigma l_i f_i^н$ при основании, сложенном из нескольких видов грунта, рекомендуется вычислять в табличной форме.

Сопротивление боковой поверхности сваи трению $u\,\Sigma l_i f_i^н$ (к примеру 24)

Род грунта	Толщина пласта l_i в *м*	Глубина середины пласта ниже дневной поверхности h_i в *м*	Боковая поверхность сваи $l_i\,u$ в *м*²	Нормативное сопротивление $f_i^н$ в *т/м*²	Сопротивление боковой поверхности сваи $u\,l_i\,f_i^н$
Песок мелкозернистый	2,2	$2+\frac{2,2}{2}=3,1$	$2,2\cdot1,4=3,08$	3,5	$3,08\cdot3,5=10,7$
Суглинок с коэффициентом консистенции $B=0,4$	3,6	$4,2+\frac{3,6}{2}=6,0$	$3,6\cdot1,4=5,05$	3,05	$5,05\cdot3,05=15,1$
Глина с $B=0,5$	3,2	$7,8+\frac{3,2}{2}=9,4$	$3,2\cdot1,4=4,48$	2,6	$4,48\cdot2,6=11,6$
					$u\Sigma l_i f_i^н=36,8$ *т*

Величину $R^н F$ определяем с помощью табл. IV.18. При $B=0,5$, $H=11,0$ *м* $R^н=152$ *т/м*², $F=0,1225$ *м*, $R^н F=152\cdot0,1225=18,6$.

Расчетное сопротивление сваи по формуле (IV.57) при $k=0,7$ и $m=1$

$$P=0,7\cdot1\,(36,8+18,6)\approx39\ \text{т}.$$

В рассмотренном примере несущая способность висячей сваи $P_в$, зависящая от грунтовых условий, меньше несущей способности сваи-стойки $P_с$ из условий прочности бетона. Однако величина $P_в$

может быть и больше P_c. Это зависит от поперечного сечения и длины сваи и удельного сопротивления грунта. Поэтому глубина забивки висячей сваи в грунт принимается в зависимости от требуемой несущей способности сваи, передаваемой свае ростверком. Рекомендуют сечения свай и марки бетона принимать в зависимости от длины свай и степени сопротивления грунтов при забивке по табл. IV.21

Таблица IV.21

Размеры свай и марки бетона в зависимости от степени сопротивляемости грунтов при забивке свай

Размеры свай		Марка бетона свай для грунтов			Размеры свай	
l в *м*	$b \times b$ в *см*	легкопроходимых	средней проходимости	труднопроходимых	$b \times b$ в *см*	l в *м*
5	20×20	200	200	200		5
6 7 8	25×25	200	200	200	30×30	6 7 8
9 10 11 12	30×30	200	200	200 200 300 300	35×35	9 10 11 12
13 14 15 16	35×35	200 200 300 300	300	300	40×40	13 14 15 16
17 18 19 20	40×40	300	300	300	45×45	17 18 19 20

Метод пробных нагрузок. Этот метод заключается в определении несущей способности висячей сваи по величине осадки S (в *см*), получаемой сваей при воздействии на нее пробной нагрузки P (в *т*). Для этого на строительной площадке забивают две или больше (в зависимости от однородности грунтов) пробные сваи, которые подвергают испытанию на вертикальную статическую нагрузку.

Испытание производят постепенно возрастающими одинаковыми ступенями от 2 до 5 *т* грузами, под влиянием которых свая погружается в грунт и осадка достигает предельной величины. Нагрузка считается предельной $P_{пр}$ в момент, когда резко нарушается пропорциональность между осадкой S и нагрузкой P, т. е. когда осадка сваи начинает нарастать значительно быстрее нагрузки. Зависимость осадки S от вертикальной нагрузки P может быть выражена графически (рис. IV.81) путем построения кривой $S=f(P)$.

Кривая $S=f(P)$ имеет две характерные точки: $S_{пр}$ и $S_{кр}$, соответствующие предельной нагрузке $P_{пр}$ и критической $P_{кр}$. Как видно из рис. IV.81, осадка сваи по мере добавления каждой последующей ступени нагрузки вплоть до предельной $P_{пр}$ нарастает по плавной кривой — до точки $S_{пр}$. При дальнейшем загружении сваи, если к предельной нагрузке $P_{пр}$ добавить еще одну ступень нагрузки, осадка от этой ступени сопровождается резким скачком провального характера. По величине эта осадка оказывается в 5 и более раз больше осадки $S_{пр}$ и сопровождается коренным нарушением сложения частиц грунта под сваей. Это

свидетельствует о том, что осадка сваи и соответствующая ей нагрузка стали критическими $S_{кр}$ и $P_{кр}$ для грунтов данной строительной площадки, обладающих определенными физико-механическими свойствами.

Таким образом, построив для грунтов заданной строительной площадки кривую $S=f(P)$, можно легко найти критическую нагрузку $P_{кр}$, предельную $P_{пр}$ и расчетную P. За предельную принимают нагрузку на одну ступень ниже критической, а за расчетную — нагрузку, равную предельной, умноженной на коэффициенты k и m.

Итак, несущая способность основания висячей сваи P в *т*, работающей на вертикальную сжимающую нагрузку, при разработке рабочих чертежей свайного фундамента определяется по результатам испытаний свай статической нагрузкой по формуле

$$P = kmP_{пр}, \qquad (IV.58)$$

где k и m — коэффициенты, имеющие те же значения, что и в формуле (IV.55);

$P_{пр}$ — предельное сопротивление, найденное испытанием (рис. IV.81).

Осадка S от расчетной нагрузки не должна быть больше предельной осадки $S_{пр}$ (см. стр. 233).

$$S \leqslant f.$$

Ступенью нагрузки принимают нагрузку, равную 1/10—1/15 предполагаемой предельной $P_{пр}$. Скорость загружения сваи и продолжительность испытания практически оказывают малое влияние на величину ее несущей способности. Загружение свай обычно производят с помощью гидравлических домкратов и анкерных свай. Число анкерных свай, необходимое для создания в пробной свае критического давления, равно 4—6.

Метод пробных нагрузок связан с большими расходами по оборудованию испытаний. Поэтому к определению величины $P_{пр}$ методом пробных нагрузок следует прибегать только при проектировании ответственных сооружений, а также, когда количество свай в основании превышает 300 при забивных и 50 при набивных.

Динамический метод. Самый распространенный — динамический метод определения несущей способности висячей сваи. Он заключается в определении расчетной нагрузки на висячую сваю P по величине погружения сваи в грунт от одного удара бабы или молота по отказу e в *см*. На практике за величину отказа принимают среднее арифметическое значение величины погружения сваи в грунт от ударов в залоге. Число ударов в залоге рекомендуется принимать: для подвесных молотов одиночного действия — 10; молотов двойного действия и дизель-молотов — число ударов молота в течение 1 или 2 *мин*. Для вибропогружателя за величину отказа принимают величину погружения сваи за 1 *мин* его работы.

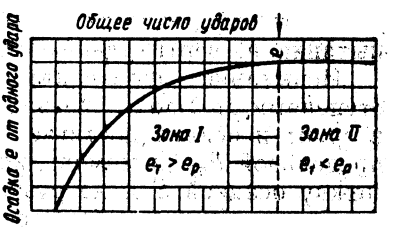


Рис. IV.82. График зависимости осадки сваи S от числа ударов.

Как известно, погружение сваи в грунт от каждого последующего удара бабы (молота) встречает со стороны грунта все большее сопротивление, и осадки постепенно уменьшаются. Когда осадки по величине достигают расчетного отказа $e_р$, бойка сваи прекращается. Термин «расчетный отказ» следует понимать в том смысле, что свая погрузилась в грунт настолько, что от последующих ударов бабы (если бы забивание

сваи продолжалось) она встречала бы со стороны грунта практически одинаковые по величине сопротивления, а свая получала бы одинаковые по величине осадки. Расчетный отказ свидетельствует, что при принятых весе бабы $Q_б$ и высоте ее падения $H_б$ свая получила предельную несущую способность и что дальнейшая бойка практически не увеличивает несущую способность сваи, а лишь может привести к ее повреждению. Изменение величины погружения сваи от одного удара бабы по мере увеличения общего числа ударов показано на рис. IV.82. Там же показаны две зоны изменения величины текущего отказа $e_т$: зона I, где $e_т > e_р$, и зона II, где $e_т < e_р$.

Для определения динамическим методом величины несущей способности сваи $P_{пр}$ применяют формулу Н. М. Герсеванова. Она дает результаты, близко совпадающие с опытными данными. Формула Н. М. Герсеванова имеет вид

$$P_{пр} = km\frac{nF}{2}\left[\sqrt{1+\frac{4}{nF}\cdot\frac{QH}{e_р}\cdot\frac{Q+0{,}2q}{Q+q}}-1\right], \qquad (IV.59)$$

где $P_{пр}$ — предельное сопротивление основания висячей сваи при испытании ее динамической нагрузкой в *т*;

n — коэффициент, принимаемый равным 150 *т/м²* для железобетонных свай с наголовником и 100 *т/м²* для деревянных свай без наголовника;

F — площадь поперечного сечения сваи в *м²*;

Q — вес ударной части молота в *т* (без коэффициента перегрузки);

q — вес сваи, включая вес наголовника в *т* (без коэффициента перегрузки);

H — расчетная высота падения ударной части в *см*, принимаемая по табл. IV.22;

$e_р$ — отказ (погружение сваи от одного удара) в *см*.

Таблица IV. 22

Формулы для определения расчетной высоты H падения ударной части молота

Тип молота	Вертикальные сваи	Наклонные сваи
Подвесной или одиночного действия . .	$H = H_1$	$H = 0{,}8H_1$
Дизельный или двойного действия . .	$H = \frac{0{,}1W}{Q}$	$H = \frac{0{,}08W}{Q}$

Примечание. H_1 — величина хода ударной части молота в *см*; W — энергия удара молота в *кгм*.

На практике обычно задаются величиной расчетной нагрузки P, приходящейся на одну сваю, и определяют величину расчетного отказа. Для этого формулу (IV.59) решают относительно отказа $e_р$

$$e_р = km\frac{nFQH}{P(P+nF)}\cdot\frac{Q+0{,}2q}{Q+q}. \qquad (IV.60)$$

После определения величины $e_р$ забивают в грунт две или больше пробные сваи на такую глубину (длину сваи), при которой текущий отказ сваи $e_т$ будет равен расчетному отказу $e_р$. Забивка пробных свай необходима также для суждения о возможности получения расчетного отказа сваи при принятой длине сваи l. Забивку пробных свай следует производить в тех же производственных условиях, которые будут иметь место при строительстве свайного фундамента.

Отказ следует измерять во время забивки сваи и после некоторого промежутка времени — «отдыха» сваи *. Расчетным считается отказ, измеренный после отдыха сваи ($e_р = e_0$).

Опытами установлено, что величина отказа после отдыха сваи e_0 в одних случаях больше расчетного отказа $e_р$, найденного по формулам, в других случаях — равна или меньше $e_р$. Это объясняется следующими причинами.

Свая при погружении уплотняет окружающую ее зону грунта за счет уменьшения пористости. Если грунты влажные или насыщены водой, уплотнение грунта вокруг сваи сопровождается частичным вытеснением воды — уменьшением влажности. Причем, в зависимости от рода грунта (связные или несвязные) уплотнение его вокруг сваи приводит к неодинаковым результатам.

В связных мелкозернистых грунтах (глинистых, илистых) процесс отжатия воды протекает весьма медленно. Так как отжатая вода не успевает быстро уйти в стороны, значительная ее часть скопляется вокруг ствола и создает тонкую переувлажненную грунтовую пленку. Такая пленка уменьшает трение между сваей и окружающим ее грунтом и свая под влиянием ударов молота погружается в грунт на бо́льшую величину. Однако через некоторый промежуток времени после отдыха сваи вода переувлажненной грунтовой пленки рассасывается, исчезает и трение между сваей и грунтом восстанавливается. Если после отдыха сваи произвести по ней удар молотом, отказ оказывается меньше текущего отказа $e_т$, полученного при забивке до отдыха сваи.

В несвязных песчаных грунтах уплотнение грунта вокруг сваи приводит к вытеснению воды из пор одновременно с погружением сваи в грунт. Естественно, что в таких грунтовых условиях — более плотных и менее влажных — грунт оказывает большее сопротивление погружению сваи, чем до уплотнения. Но за время отдыха сваи оттесненная влага постепенно возвращается в зону, окружающую сваю, трение между сваей и грунтом уменьшается и отказ e_0 увеличивается по сравнению с текущим отказом $e_т$, полученным при забивке сваи до отдыха.

Таким образом, текущий отказ не отражает действительную несущую способность висячей сваи.

Чтобы в производственных условиях найти величину текущего отказа, который мог бы служить эталоном при забивке свай основания на заданной строительной площадке и соответствовал бы несущей способности сваи, устанавливается контрольный отказ $e_к$, равный частному от деления величины текущего отказа на коэффициент K_1

$$e_к = \frac{e_т}{K_1}. \qquad \text{(IV.61)}$$

Коэффициент K_1 равен отношению отказа после отдыха сваи e_0 к текущему отказу $e_т$

$$K_1 = \frac{e_0}{e_т}. \qquad \text{(IV.62)}$$

Пример 25. Определить контрольный отказ $e_к$ сваи, свайного основания из 6 свай, соединенных низким ростверком, при следующих производственных условиях: сваи железобетонные сечением 30×30 *см* ($F = 900$ *см*²); расчетная нагрузка, приходящаяся на одну висячую сваю, $P'_в = 32$ *т*; длина сваи предварительно принята $l = 8{,}0$ *м*;

* Отдых сваи измеряется в песчаных грунтах 2—3 днями, в глинистых, илистых и пылеватых 6—8 днями.

вес сваи с наголовником $q=0{,}3\cdot0{,}3\cdot8{,}0\cdot2{,}5=1{,}8$ *т*; вес молота $Q=1{,}6$ *т*; расчетная высота падения ударной части молота $H=150$ *см*; коэффициент n для железобетонных свай $n=150$ *т/м²*; грунты строительной площадки глинистые.

Расчетный отказ сваи определяем по формуле (IV.60).

$$e_p=\frac{nFQH}{P(P+nF)}\cdot\frac{Q+0{,}2q}{Q+q}=\frac{150\cdot0{,}09\cdot1{,}6\cdot150}{61\,(61+150\cdot0{,}09)}\cdot\frac{1{,}6+0{,}2\cdot1{,}8}{1{,}6+1{,}8}=0{,}41\ см.$$

Для определения контрольного отказа $e_к$ на строительной площадке забиты три пробные сваи до отказа, при котором текущий отказ $e_т=e_р=0{,}41$ *см*. Сваи забиты в глинистые грунты, поэтому добивка свай после отдыха произведена через 8 дней; причем каждая из свай добита пятью ударами с перерывами через 5 *мин*. Средняя осадка свай от одного удара после отдыха $e_0=0{,}32$ *см*.

Величина коэффициента K_1 по формуле (IV.62)

$$K_1=\frac{e_0}{e_т}=\frac{0{,}32}{0{,}41}=0{,}78.$$

Величина контрольного отказа по формуле (IV.61)

$$e_к=\frac{e_т}{K_1}=\frac{0{,}41}{0{,}78}=0{,}52\ см.$$

Найденный контрольный отказ получен при среднем погружении пробных свай в грунт на длину $l_р=7{,}30$ *м*. Принимаем длину свай для всей площадки $l=8{,}00$ *м*. Если вес свай намного отличается от веса пробных свай, принятого для определения $e_р$, расчет повторяется. Таким образом, определены производственный (контрольный) отказ $e_к=0{,}52$ *см* и необходимая длина свай $l=8{,}00$, при которой может быть достигнут отказ $e_р=0{,}41$ *см*.

Если после забивки пробных свай оказывается, что при данных грунтовых условиях и принятых размерах сваи нельзя получить расчетного отказа (для рассматриваемого примера $e_р=0{,}41$), увеличивают длину свай.

Для облегчения расчета по формуле Н. М. Герсеванова построен график (рис. IV.83). На графике * показана зависимость между пере-

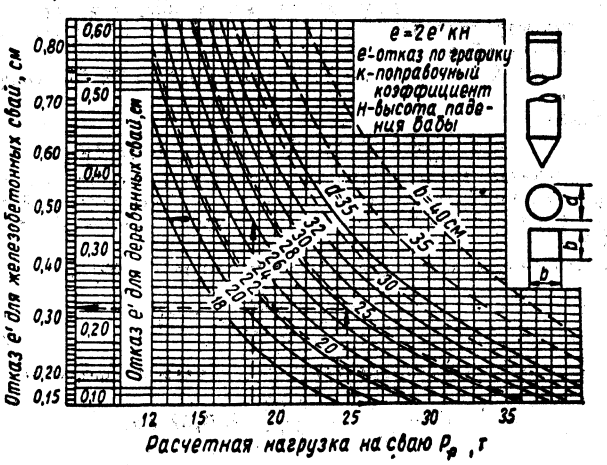


Рис. IV.83. График для определения отказа e':
— — — — — сторона железобетонной сваи b в *см*;
———— диаметр деревянной сваи d в *см*.

менными величинами: расчетной нагрузкой на одну сваю $P_р$, диаметром сваи d и отказом e'. С помощью графика определяют одну из этих величин, задавшись остальными.

Величину расчетного отказа определяют по формуле *

$$e_р=2e'kH, \qquad (IV.63)$$

* При построении графика коэффициент n для деревянных свай принят 100, для железобетонных — 150, коэффициент $m=2$.

где e' — отказ, найденный по графику при заданных $P_р$ и d;

k — коэффициент, зависящий от веса молота Q и сваи q (см. табл. IV.23);

H — высота падения молота.

Таблица IV. 23

Поправочные коэффициенты k

Вес бабы в т \ Вес сваи в т	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
0,4	0,28	0,26	0,24	0,22	0,21	0,19	0,17	0,15	—	—	—	—
0,6	0,48	0,45	0,42	0,39	0,36	0,32	0,30	0,28	0,26	0,25	0,24	—
0,8	0,67	0,62	0,58	0,55	0,52	0,48	0,45	0,42	0,40	0,38	0,36	0,34
1,0	0,87	0,82	0,77	0,73	0,70	0,64	0,60	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47
1,2	1,09	1,01	0,95	0,91	0,88	0,82	0,77	0,72	0,68	0,65	0,62	0,60
1,4	1,26	1,20	1,15	1,11	1,06	1,00	0,94	0,88	0,84	0,80	0,77	0,74
1,6	1,45	1,39	1,34	1,29	1,24	1,17	1,10	1,05	1,00	0,96	0,93	0,90
1,8	1,65	1,58	1,53	1,48	1,44	1,36	1,29	1,22	1,17	1,12	1,08	1,04
2,0	1,86	1,80	1,74	1,68	1,64	1,54	1,46	1,40	1,34	1,28	1,24	1,20
2,5	2,35	2,29	2,23	2,18	2,13	2,02	1,93	1,85	1,78	1,72	1,67	1,62
3,0	2,85	2,78	2,37	2,68	2,61	2,49	2,40	2,31	2,22	2,15	2,10	2,04

Чтобы определить величину e', на графике восстанавливают перпендикуляр от точки $P_р$ (ось абсцисс) до пересечения с кривой $d(b)$. Через найденную точку проводят горизонтальную линию влево до шкалы e', по которой отсчитывают величину отказа e'.

Пример 26. Найти с помощью графика расчетный и контрольный отказы $e_р$ и $e_к$ деревянной сваи при следующих данных: расчетная нагрузка, приходящаяся на одну сваю, $P=18{,}5$ *т*; диаметр сваи $d=26$ *см*; вес молота $Q=1{,}5$ *т*; вес сваи $q=0{,}3$ *т*; высота падения молота $H=1{,}2$ *м*.

По табл. IV.23 при $Q=1{,}5$ *т* и $q=0{,}3$ *т* находим $k=1{,}29$. По графику (рис. IV.83) находим $e'=0{,}34$ *см*.

Расчетный отказ

$$e_р = e'kH = 0{,}34 \cdot 1{,}29 \cdot 1{,}2 = 0{,}52 \text{ см}.$$

Забитые на площадке три контрольные сваи до расчетного отказа дали такие результаты: $e_т \approx e_р \approx 0{,}52$ *см*; средняя осадка сваи после отдыха $e_0=0{,}58$ *см* (грунты песчаные); средняя глубина забивки пробных свай в грунт $l_р=8{,}3$ *м*; принимаем полную длину свай $l=9{,}0$ *м*.

Определяем величину коэффициента K_1 по формуле (IV.62)

$$K_1 = \frac{e_0}{e_т} = \frac{0{,}58}{0{,}52} = 1{,}11.$$

Величина контрольного (производственного) отказа по формуле (IV.61)

$$e_к = \frac{e_т}{K_1} = \frac{0{,}52}{1{,}11} = 0{,}47 \text{ см}.$$

Размещение висячих свай фундамента в плане

Несущая способность висячих свай $P_в$, найденная по одному из рассмотренных методов, может быть полностью использована, если соблюдено одно из следующих условий:

а) расстояние между осями свай в плоскости нижних концов равно или больше 6 d (d — диаметр или сторона сечения сваи);

б) число свай в фундаменте (в кусте) не более 4—5;

в) число продольных рядов свай не более 3, а отношение сторон ростверка в плане при этом превышает 5.

Если при конструировании свайного фундамента выполнено одно из приведенных условий, считают, что несущая способность фундамента равна сумме несущих способностей одиночных свай, входящих в фундамент, а осадка основания равна осадке одиночной сваи при тех же грунтовых условиях. Этим требованиям, как показали исследования, удовлетворяют свайные ленточные фундаменты, в которых число рядов обычно не превышает трех и кусты из 4—6 свай. В таких случаях несущая способность каждой сваи куста $P_к$, вычисленная как отношение несущей способности куста к числу свай в кусте, близка к несущей способности одиночной сваи, забитой вне куста. Близки также по величине осадки куста в целом и одиночно забитые сваи вне куста.

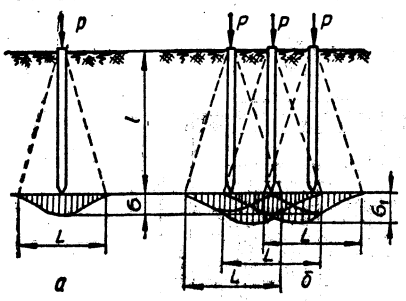


Рис. IV.84. Сопротивление свайного основания:
а — из одиночно стоящей сваи; *б* — из куста свай.

Однако, когда на опору действует большая сосредоточенная нагрузка, для восприятия которой необходимо большое число свай, трудно конструктивно осуществить приведенное выше условие. Если бы соблюсти это условие, размеры ростверков, распределяющих нагрузку по сваям, становились бы чрезмерно большими, конструктивно не вмещающимися в габариты плана и экономически невыгодными. В этих случаях расстояние между осями свай обычно принимается в пределах 3—4 толщин ствола (от края ростверка до ближайшей грани сваи не менее 0,7 толщины сваи и не менее 25 *см*). При этих расстояниях несущая способность свайного куста меньше несущей способности входящих в основание одиночно стоящих свай, а осадка куста больше осадки одиночной сваи при равных прочих условиях.

Объясняется это тем, что среднее удельное давление в плоскости острия при одиночной свае (рис. IV.84, *а*) и осадка сваи меньше среднего удельного давления в свайном фундаменте, так как эпюры давления при расстояниях между сваями, меньших 6 *d*, накладываются одна на другую (рис. IV.84, *б*) и увеличивают ординаты σ. Поэтому свайные кусты, рассчитанные по несущей способности одиночных свай, должны быть проверены по деформациям — осадкам куста, причем осадки не должны превышать предельных для проектируемого здания.

При проверке куста свай на осадку фундамент, ограниченный вверху ростверком и внизу плоскостью на уровне острия свай, вместе со сваями рассматривается в целом как практически недеформирующийся грунтовый фундамент, опирающийся на грунт ниже острия свай (рис. IV.85). Благодаря трению между наружными боковыми гранями крайних рядов свай и грунтом, нагрузка от веса здания и грунтового фундамента передается на грунт ниже острия свай на площадь F, бо́льшую площади ростверка,

$$F = (A + 2l_0 \operatorname{tg} \alpha)(B + 2l_0 \operatorname{tg} \alpha), \qquad \text{(IV.64)}$$

где A и B — габаритные размеры куста в плане в *м*;
l_0 — глубина погружения свай в грунт в *м*;
α — угол распространения давления в грунте, равный $\varphi_{ср}/4$;
$\varphi_{ср}$ — средний угол внутреннего трения.

Если грунты, пройденные сваями, разнородны, средний угол внутреннего трения грунта принимается по формуле

$$\varphi_{ср} = \frac{\varphi_1 l_1 + \varphi_2 l_2 + \ldots + \varphi_n l_n}{l_0}, \qquad \text{(IV.65)}$$

где $\varphi_1, \varphi_2, \ldots, \varphi_n$ — расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных слоев грунта толщиной $l_1, l_2, \ldots, l_n$, пройденных сваями;

l_0 — средняя суммарная глубина погружения свай от подошвы ростверка.

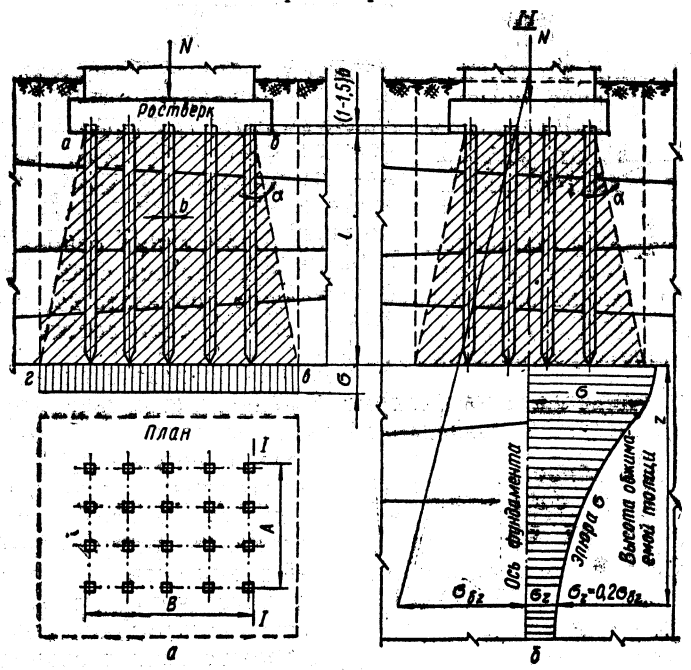


Рис. IV.85. Свайный фундамент (куст) с большим числом свай:
а — разрез с эпюрой σ на уровне острия свай; б — разрез с эпюрой σ в сжимаемой толще.

Чтобы определить ожидаемую осадку грунтов, залегающих ниже острия свай, а вместе с ними и осадку здания, необходимо предварительно знать напряжения в грунтах сжимаемой толщи, залегающей ниже острия свай. Величины напряжений в плоскости острия свай определяются по формулам:

при центральной нагрузке

$$\sigma = \frac{N^н + G^н}{F} \leqslant R^н; \qquad \text{(IV.66)}$$

при внецентренной нагрузке

$$\sigma = \frac{N^н + G^н}{F} \pm \frac{M}{W} \leqslant R^н, \qquad \text{(IV.67)}$$

где $N^н$ — нагрузка, передаваемая ростверком, в *т*;

$G^н$ — вес грунтового массива *а—б—в—г* вместе со сваями в *т*;

F — площадь опирания (расчетная) грунтового фундамента в $м^2$;

M — момент сил относительно центра тяжести ростверка;

W — момент сопротивления площади опирания F;

$R^н$ — нормативное сопротивление грунта на уровне острия свай с учетом глубины заложения в $т/м^2$ (см. табл. IV.18).

Нижнюю границу сжимаемой толщи ниже острия свай принимают на глубине z, где давление σ_z от веса здания и грунтового фундамента

составляет 20% бытового давления на той же глубине, т. е. когда удовлетворено условие

$$\sigma_z = 0{,}2\sigma_{бz}.$$

Величина осадки здания и грунтового фундамента определяется аналогично расчету осадок зданий на естественных основаниях (см. стр. 233). Найденные величины осадок не должны превышать предельных осадок, приведенных в табл. IV.9.

Осадка здания на свайном фундаменте будет относительно небольшой, так как верхние, обычно более слабые грунты, вместе со включенными в них сваями, практически несжимаемы (не дают осадки), а передают давление от ростверка более плотным грунтам, залегающим ниже острия свай (см. рис. IV.85) и обладающим меньшей сжимаемостью.

Весьма важным моментом при конструировании оснований из висячих свай является правильное назначение длины свай. Длина свай при заданном напластовании грунтов должна прорезать возможно большую толщу слабых грунтов. Нижними концами сваи должны опираться на относительно хороший слой грунта.

Несущая способность свайного фундамента (куста) из висячих свай

Несущая способность фундамента из висячих свай в отличие от фундамента из свай-стоек зависит не только от числа свай n и точки приложения вертикальной силы N, но также от расстояния между осями свай.

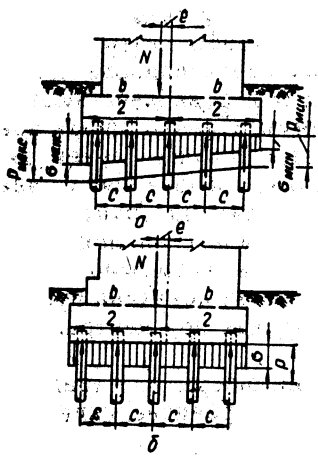


Рис. IV.86. Свайное основание: *а* — центр тяжести ростверка не совмещен с равнодействующей N; *б* — центр тяжести ростверка совмещен с равнодействующей N.

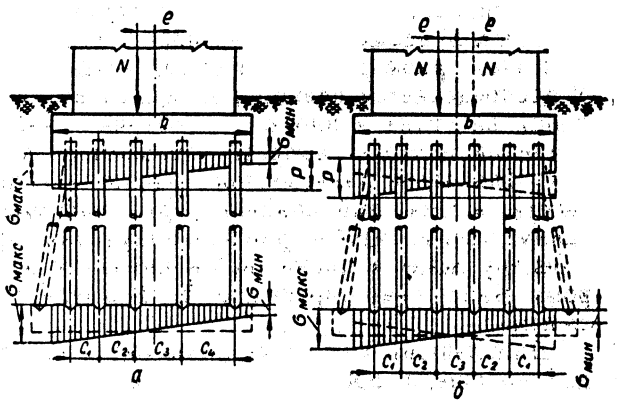


Рис. IV.87. Свайное основание с эксцентриситетом e постоянным (*а*) и знакопеременным (*б*).

При центральной нагрузке давление на грунт под подошвой ростверка распределяется равномерно. Если при этом размещение свай удовлетворяет одному из условий, приведенных на стр. 309, число свай в фундаменте определяется по формуле

$$n = \frac{N}{P}.$$

При внецентренной передаче нагрузки (рис. IV.86, *а*) по подошве ростверка возникает момент $M = Ne$, перегружающий сваи со стороны

эксцентриситета и разгружающий с противоположной стороны. В этом случае эпюра давления на грунт имеет форму трапеции и число свай в фундаменте зависит от величины P, эксцентриситета e, а также от того, является ли эксцентриситет величиной постоянной, вызванной внецентренным приложением к ростверку постоянной нагрузки, или временной, которая может менять знак эксцентриситета. При наличии эксцентриситета возможны такие случаи.

1. Эксцентриситет e постоянен. В этом случае центр тяжести свайного фундамента (рис. IV.86, *б*) может быть сдвинут в сторону эксцентриситета на величину e и совмещен с точкой приложения силы N. При этом исчезает момент и сила N распределяется равномерно по подошве ростверка, по сваям фундамента и по грунту в плоскости острия свай. Число свай в фундаменте определяют по формуле (IV.56), как при центральном сжатии.

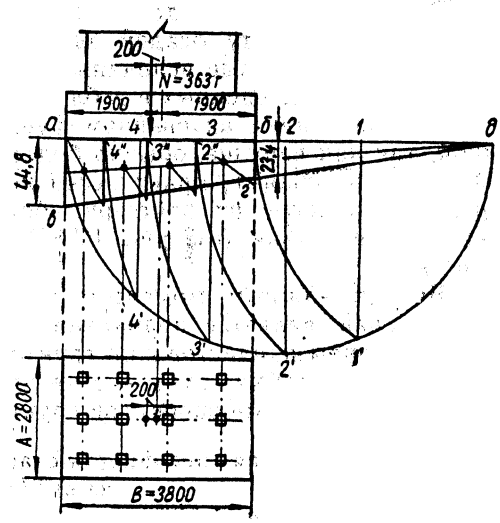


Рис. IV.88. Графическое размещение свай в плане при внецентренном сжатии.

2. При постоянном, фиксированном положении эксцентриситета e возможно и другое решение. Можно сваи в плане сгустить со стороны эксцентриситета (рис. IV.87, *а*) с таким расчетом, чтобы центр тяжести свайного фундамента совместился с точкой приложения равнодействующей. При таком размещении свай исчезает момент и равнодействующая N распределяется равномерно между всеми сваями. Однако эпюра давления на грунт в плоскости острия свай в этом случае имеет вид трапеции и может вызвать неравномерную осадку основания и здания. Для более равномерного распределения нагрузки на грунт в плоскости острия свай крайние ряды свай можно забивать наклонно под таким углом, чтобы равнодействующая проходила возможно ближе к центру тяжести плана свай в плоскости острия (свая показана пунктиром). Число свай определяют по формуле (IV.56), как при центральном сжатии.

Дальнейший ход расчета состоит в построении эпюры σ — трапеции под подошвой ростверка, в разбивке трапеции на равновеликие площадки и размещении свай в центре тяжести площадок.

Разбивку эпюры σ на равновеликие площадки рекомендуется производить графически (рис. IV.88). Краевые напряжения под ростверком определяют по формуле сложного сопротивления

$$\sigma_{макс} = \frac{N}{F} \pm \frac{Ne}{W}, \qquad (IV.68)$$

где N — расчетная сжимающая сила в *т*, нормальная к плоскости подошвы ростверка;

F — площадь подошвы ростверка в $м^2$;

Ne — расчетный момент в *тм*, действующий на свайный фундамент на уровне подошвы ростверка относительно ее центра тяжести;

W — момент сопротивления ростверка в плане в $м^3$.

3. Если момент, действующий по подошве ростверка, знакопеременен, сваи сгущаются в обе стороны симметрично относительно центра тяжести ростверка, как показано на рис. IV.87, *б*. В этом случае так же, как в предыдущем, крайние ряды свай могут быть наклонными, что более равномерно распределяет давление на грунт в плоскости острия свай. Число свай в фундаменте определяют по формуле (IV.56).

4. При небольших знакопеременных эксцентриситетах, а также когда габариты плана здания не позволяют совместить центр тяжести свайного фундамента с точкой приложения сжимающей силы N, сваи размещают равномерно по ростверку, а число свай определяют по формуле *

$$n = \mu \frac{N}{P}, \qquad \text{(IV.69)}$$

где μ — коэффициент, учитывающий неравномерность давления по подошве ростверка $\left(\text{численные значения коэффициента } \mu \text{ при трапецеидальной эпюре } \sigma \text{ зависят от отношения } \frac{\sigma_{макс}}{\sigma_{мин}}\right)$.

Для прямоугольного в плане ростверка величина μ может быть принята:

$\frac{\sigma_{макс}}{\sigma_{мин}}$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
μ	1,05	1,10	1,16	1,22	1,30

Для круглого в плане ростверка величина μ определяется по формуле

$$\mu = 1{,}15 \frac{2\sigma_{макс}}{\sigma_{макс} + \sigma_{мин}}. \qquad \text{(IV.70)}$$

При внецентренном приложении сжимающей силы N следует проверить усилия, возникающие в крайнем ряду свай со стороны эксцентриситета. Величину усилия, нормального к площади подошвы ростверка P, определяют по формулам:

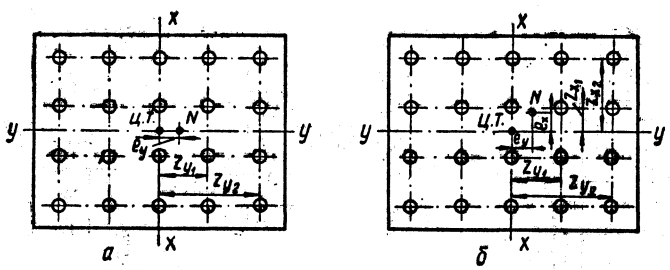


Рис. IV.89. К определению усилий в крайних сваях:
а — при моменте, действующем в одном направлении; *б* — при моментах, действующих в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

для прямоугольного в плане ростверка (рис. IV.89, *а*) и при моменте, действующем в плоскости y—y

$$P_{макс} = \frac{N}{n} + \frac{N e_y z_{yl}}{(\Sigma z_{yl}^2)\, m_x} \leqslant P; \qquad \text{(IV.71)}$$

* Основания и фундаменты. Под редакцией чл.-корр. АН СССР проф. Н. А. Цытовича. М., Госстройиздат, 1959.

для прямоугольного в плане ростверка (рис. IV.89, *б*) и при моментах, действующих в двух взаимно перпендикулярных плоскостях *x—x* и *y—y*

$$P_{\text{макс}} = \frac{N}{n} + \frac{Ne_y z_{yi}}{(\Sigma z_{yi}^2)\, m_x} + \frac{Ne_x z_{xi}}{(\Sigma z_{xi}^2)\, m_y} \leqslant P; \qquad \text{(IV.72)}$$

для круглого в плане ростверка

$$P_{\text{макс}} = \frac{N}{n} = \frac{2Mz}{\Sigma z^2} \leqslant R. \qquad \text{(IV.73)}$$

Здесь N — вертикальная составляющая на уровне подошвы ростверка в *т*;

Ne_y — момент силы, действующей в плоскости *y—y* относительно центра тяжести плана свай на уровне подошвы в *тм*;

Ne_x — то же, в плоскости *x—x*;

z_{xi} и z_{yi} — расстояние от центра тяжести свайного фундамента в плане до оси сваи, в которой определяется усилие;

n — число свай в фундаменте;

m_x и m_y — число рядов свай, параллельных плоскости действия момента;

P — наименьшее расчетное сопротивление сваи по материалу ствола или по грунту основания.

Пример 27. Рассчитать и законструировать свайный фундамент под каменную опору при таких данных: по подошве ростверка действует вертикальная сжимающая

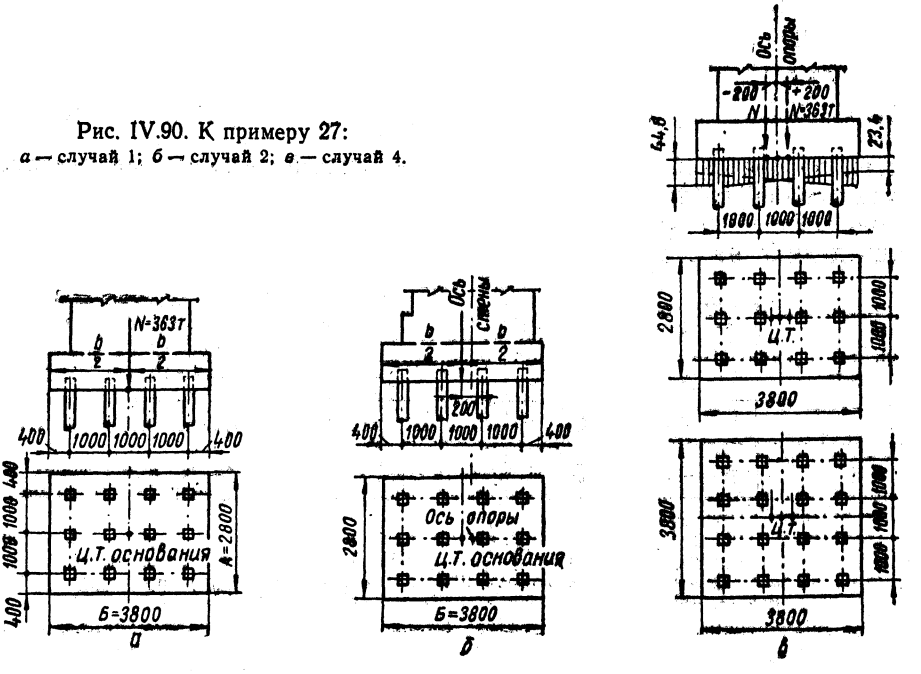


Рис. IV.90. К примеру 27:
а — случай 1; *б* — случай 2; *в* — случай 4.

нагрузка $N=363$ *т*; из условий напластования грунтов и положения уровня грунтовых вод сваи — висячие; железобетонные длиной $l=9{,}0$ *м* и сечением 30×30 *см*. Несущая способность одиночно забитой в грунт сваи, найденная динамическим методом, $P=31$ *т*. Найти число свай.

Решение задачи ведем для нескольких возможных случаев положения вертикальной силы N относительно оси опоры и центра тяжести свайного основания.

Случай 1. Сжимающая сила N совпадает с центром тяжести ростверка (рис. IV.90, *а*). Сваи основания размещаем симметрично относительно равнодействую-

щей N. При этом нагрузка распределяется равномерно по всем сваям и число свай n определяем по формуле (IV.56)

$$n = \frac{N}{P} = \frac{363}{31} \approx 12.$$

Случай 2. По подошве ростверка (рис. IV.90, *б*), кроме равнодействующей $N = 363$ *т*, действует момент $M = 72$ *тм*, возникающий от внецентренного приложения постоянной нагрузки. Он создает постоянный по величине и по знаку эксцентриситет относительно геометрической оси опоры

$$e = \frac{M}{N} = \frac{72}{363} \approx 0{,}20 \text{ м}$$

или 20 *см*.

Чтобы свайное основание работало центрально, сдвигаем центр тяжести фундамента и ростверка на величину $e = 20$ *см* и совмещаем его с точкой приложения равнодействующей N. При этом исчезает момент, нагрузка распределяется по всем сваям равномерно и число свай n определяем по формуле (IV.56), как при центральном сжатии

$$n = \frac{363}{31} \approx 12.$$

Случай 3. По свайному основанию (см. рис. IV.88) сжимающая сила $N = 363$ *т* проходит от оси опоры на расстоянии $e = 20$ *см*. Ростверк со свайным фундаментом фиксированы и не могут быть совмещены со сжимающей силой N. Нагрузка распределяется неравномерно по подошве ростверка и эпюра σ представляет трапецию *а—б—в—г*.

Для центральной передачи нагрузки на фундамент сваи сгущаем со стороны эксцентриситета так, что центр тяжести свайного фундамента совмещается с точкой приложения сжимающей силы N. При этом, как и в предыдущих случаях, исчезает момент, нагрузка распределяется равномерно по всем сваям и число свай определяем по формуле (IV.56), как при центральном сжатии

$$n = \frac{363}{31} \approx 12.$$

Размещение свай в плане и сгущение их со стороны эксцентриситета показано на рис. IV.88 и производится в таком порядке:

по найденному числу свай $n = 12$ и расстоянию между их осями $c = 100$ *см* намечаем габариты ростверка в плане

$$A = 1{,}0 \cdot 2 + 0{,}4 \cdot 2 = 2{,}80 \text{ м}; \quad Б = 1 \cdot 3 + 0{,}4 \cdot 2 = 3{,}80 \text{ м};$$

по формуле (IV.68) определяем краевые давления на грунт под подошвой ростверка и строим эпюру σ (*а—б—в—г*):

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{Ne}{W} = \frac{363}{2{,}8 \cdot 3{,}8} \pm \frac{363 \cdot 0{,}20 \cdot 6}{2{,}8 \cdot 3{,}8^2} = 34{,}1 \pm 10{,}7 = \begin{cases} 44{,}8 & т/м^2 \\ 23{,}4 & т/м^2 \end{cases};$$

продолжаем линии *а—б* и *в—г* до пересечения в точке *д* и на линии *а—д*, как на диаметре, описываем полуокружность; от точки *д* откладываем на полуокружность отрезок *д—1'*, равный *д—б*, и от точки *1'* восстанавливаем перпендикуляр на линию *а—д* в точке *1*;

отрезок *а—1* делим на равные части по числу свай в ряду (в рассматриваемом примере на четыре: *1—2*; *2—3*; *3—4*; *4—а*) и из точек *2*, *3*, *4* опускаем перпендикуляры до пересечения с полуокружностью в точках *2'*, *3'*, *4'*;

циркулем из точки *д* переносим точки *2'*, *3'*, *4'* в точки *2''*, *3''* и *4''*; через них проводим вертикальные линии, которые делят эпюру σ на равновеликие площадки; в центре тяжести площадок и размещают сваи.

Напомним, что для равномерного распределения давления на грунт в плоскости острия свай крайние сваи со стороны эксцентриситета устраиваются наклонными.

Случай 4. Сжимающая сила $N = 363$ *т* (см. рис. IV.90, *в*) проходит от оси опоры на расстоянии $e = \pm 0{,}20$ *м*.

При знакопеременном эксцентриситете рекомендуется сваи фундамента размещать симметрично относительно центра тяжести и на равных расстояниях. При таком размещении сваи, более удаленные от оси опоры, оказываются более нагруженными и требуется проверка в них усилий.

Расчет ведем в таком порядке:

определяем (предварительно) число свай в основании по формуле (IV.56) без учета влияния эксцентриситета

$$n = \frac{N}{P} = \frac{363}{31} \approx 12;$$

по найденному числу свай n намечаем размеры ростверка в плане

$$A = 1{,}0 \cdot 2 + 0{,}4 \cdot 2 = 2{,}8\ м; \quad Б = 1{,}0 \cdot 3 + 0{,}4 \cdot 2 = 3{,}8\ м;$$

определяем краевые давления на грунт под подошвой ростверка по формуле (IV.68) с учетом влияния эксцентриситета и строим эпюру напряжений σ

$$\sigma_{\substack{макс \\ мин}} = \frac{N}{F} \pm \frac{Ne}{W} = \frac{363}{2{,}8 \cdot 3{,}8} + \frac{72 \cdot 6}{2{,}8 \cdot 3{,}8^2} = 34{,}1 \pm 10{,}7 = \begin{cases} 44{,}8\ т/м^2 \\ 23{,}4\ т/м^2 \end{cases}$$

определяем число свай n с учетом влияния момента по формуле (IV.69); при

$$\frac{\sigma_{макс}}{\sigma_{мин}} = \frac{44{,}8}{23{,}4} = 1{,}92 \text{ (см. стр. 374) } \mu = 1{,}29$$

$$n = \mu \frac{N}{P} = 1{,}29\ \frac{373}{31} = 15;$$

найденное число свай размещаем в четыре ряда симметрично относительно оси опоры; усилия в крайних рядах свай проверяем по формуле (IV.72)

$$P_0 = \frac{N}{n} + \frac{Nez}{(\Sigma z_i^2)\, m} = \frac{363}{16} + \frac{363 \cdot 0{,}2 \cdot 1{,}5}{(1{,}5^2 + 0{,}5^2)\, 4} = 22{,}7 + 10{,}8 = 33{,}5\ т \approx P.$$

Во всех рассмотренных случаях не соблюдены условия, приведенные на стр. 309. Поэтому, если грунты, залегающие ниже острия свай, слабые,— обладают малыми модулями сжимаемости,— необходима проверка фундамента на осадку, так как несущая способность основания меньше суммы несущих способностей одиночно забитых свай.

Ленточные свайные фундаменты

В гражданском строительстве свайные фундаменты обычно встречаются ленточного типа или в виде куста с небольшим числом свай.

В плане сваи фундамента ленточного типа располагаются в рядовом или шахматном порядке в два или три ряда симметрично относительно оси стены (рис. IV.91).

Так как размещение свай в фундаментах ленточного типа в плане удовлетворяет условиям, приведенным на стр. 309, расчетное сопротивление ленточного фундамента применяется равным сумме расчетных сопротивлений входящих в него одиночных свай.

Расчет фундамента ленточного типа состоит в определении расстояния между осями свай в ряду по формулам:

при одном ряде свай

$$c = \frac{P}{N};$$

при двухрядном расположении

$$c = \frac{2P}{N}; \qquad \text{(IV.74)}$$

при трехрядном расположении

$$c = \frac{3P}{N}$$

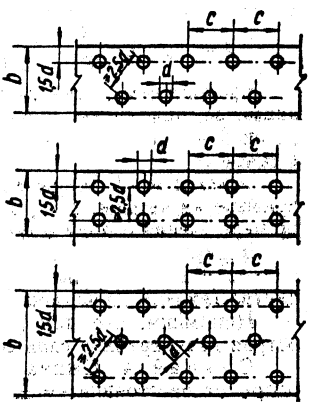


Рис. IV.91. Свайные фундаменты ленточного типа.

где c — расстояние между осями свай в ряду;

P — несущая способность одной сваи в $т$;

N — давление на 1 $м$ подошвы ростверка в $т$.

Минимальное расстояние между осями свай в любом направлении должно быть не менее 2,5 размера сечения ствола.

Пример 28. Рассчитать и законструировать свайный ленточный фундамент под стенами гражданского здания при таких данных: грунтовые условия позволяют применять деревянные висячие сваи (уровень низких грунтовых вод выше голов свай); сваи диаметром 26 *см* и длиной 9 *м*; несущая способность одной сваи, найденная

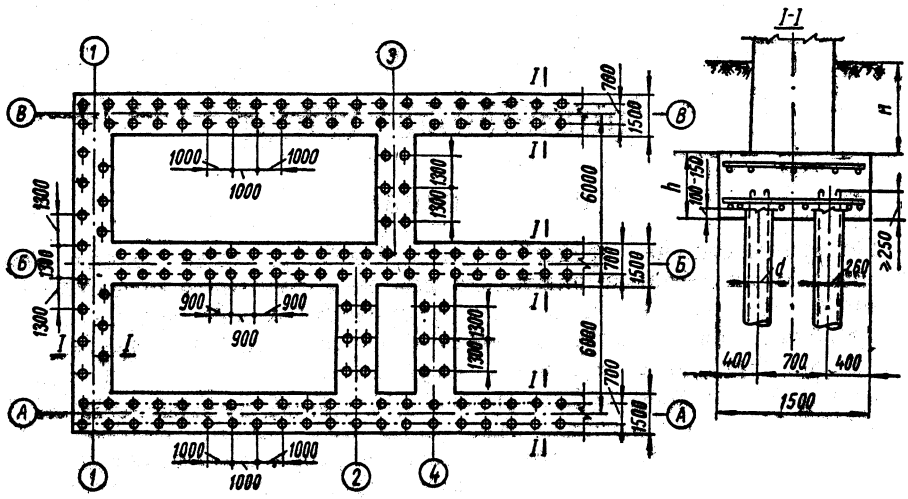


Рис. IV.92. К примеру 28.

практическим методом по формуле (IV.57), $P=23{,}5$ *т*; нагрузка от веса здания, ростверка и грунта на обрезах, приходящаяся на 1 *м* подошвы ростверка, составляет в *т*:

От наружных продольных стен . . . . . $N_1=46{,}5$
От внутренней продольной стены . . . . . $N_2=52{,}5$
От торцовых и поперечных стен . . . . . $N_3=33{,}0$

Расчетное расстояние между осями свай по формуле (IV.74) составляет:
под наружные продольные стены

$$c_1=\frac{2P}{N_1}=\frac{2\cdot 23{,}5}{46{,}5}\approx 1{,}00\ м;$$

под внутреннюю продольную стену

$$c_2=\frac{2P}{N_2}=\frac{2\cdot 23{,}5}{52{,}5}\approx 0{,}90\ м;$$

под торцовые и поперечные стены

$$c_3=\frac{2P}{N_3}=\frac{2\cdot 23{,}5}{36{,}0}\approx 1{,}30\ м.$$

Расположение свай в плане показано на рис. IV.92. Для проверки фактической несущей способности свай на площадке забиты три пробные сваи и динамическим методом найдены расчетный и контрольный отказы (см. стр. 305).

ГЛАВА V

ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

По краям сыпучей среды (грунта) благодаря силе трения между его частицами образовываются наклонные к горизонту плоскости естественного откоса. Такие наклонные к горизонту плоскости грунта можно наблюдать на склонах гор, оврагов, в искусственно насыпанном грунте и т. д. Крутизна откосов зависит от угла внутреннего трения грунта φ, причем каждому роду грунта соответствует свой угол внутреннего трения.

На практике, однако, часто приходится удерживать грунт под углом бо́льшим, чем угол φ. В этих случаях устраиваются ограждения — подпорные стенки (рис. V.1). Подпорные стенки препятствуют осыпанию — сползанию сыпучей среды, расположенной выше плоскости естественного откоса, и воспринимают давление, оказываемое на них сыпучей средой.

По роду материалов различают такие типы подпорных стенок: массивные — каменные с большим собственным весом, железобетонные уголковой формы и свайные-столбчатые.

Массивные стенки выполняют обычно из бута (рис. V.2), бутобетона или бетона (рис. V.3). Устойчивость массивных стенок против опрокидывания и скольжения обеспечивается их собственным весом. В сечениях стенки и под подошвой от веса стенки P и давления грунта E наблюдается внецентренное сжатие.

Бутовые стенки применяют, как правило, в местностях, богатых камнем. При небольшой высоте ($H \leqslant 1{,}0$ *м*) стенка обычно имеет вертикальные грани без обрезов со стороны грунта (рис. V.2, *а*) и с небольшим обрезом у грани со стороны фасада. При большей высоте ($H \leqslant 2{,}5$ *м*) для улучшения устойчивости стенки рекомендуется переднюю грань несколько (до 10%) наклонить в сторону грунта, если такой наклон отвечает архитектурному замыслу (рис. V.2, *б*). Грань со стороны грунта устраивают с обрезом (уступом) так, чтобы стенка вверху имела минимальную толщину — в пределах 50—60 *см*. При высоте бутовых стенок более 2,5 *м* передней грани может быть придан большой уклон — до 20%, а на грани со стороны грунта устроены один, два и больше уступов. Кладка стенок малой высоты может вестись из рваного камня. Для стенок большей высоты камень должен быть более постелистым.

Марку камня и раствора назначают в зависимости от напряжений, возникающих в сечениях стенки.

Бутовые стенки не индустриальны и трудоемки. По мере механизации и индустриализации строительства стало возможным заменить бутовые подпорные стенки сборными бутобетонными и бетонными из сборных элементов-блоков (рис. V.3).

При высоте до 1 *м* стенки собирают из сборных блоков одного профиля — типоразмера (рис. V.3, *а*). При большей высоте (рис. V.3, *б*) стенки монтируют из двух и большего числа рядов блоков. Размеры

блоков, их число и профиль в основном зависят от высоты стенки (рельефа местности) и грузоподъемности транспортных и монтажных механизмов. Стенки и блоки бывают с вертикальными и наклонными гранями. Наклон граней стенки в сторону грунта увеличивает устойчивость стенки *.

Положение блоков в стенке фиксируется с помощью вертикальных бетонных шпонок в вертикальных стыках и горизонтальных четвертей (зубьев) в горизонтальных стыках. Горизонтальные четверти, кроме того, частично оказывают сопротивление скольжению верхнего ряда блоков по отношению к нижнему ряду.

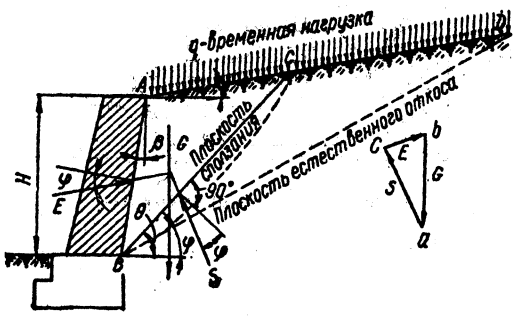


Рис. V.1. Схема подпорной стенки.

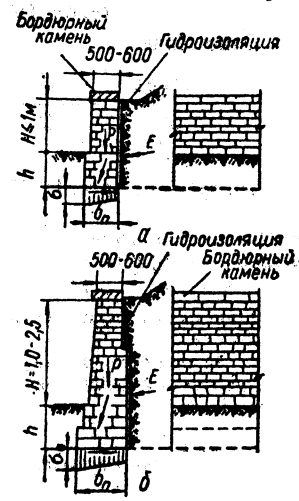


Рис. V.2. Массивные подпорные стенки из бута:
а — при $H<1{,}0$ *м*; *б* — при $H=1{,}0-2{,}5$ *м*.

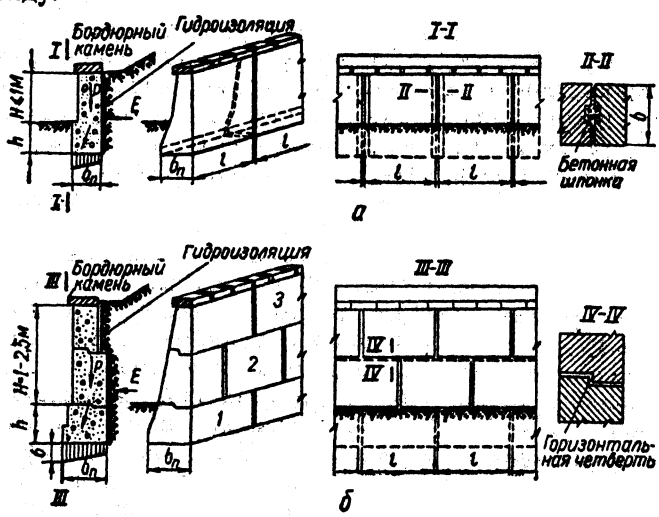


Рис. V.3. Массивные подпорные стенки из сборных бутобетонных и бетонных блоков:
а — при $H=1{,}0$ *м*; *б* — при $H=1{,}0-2{,}5$ *м*.

Железобетонные стенки уголковой формы обычно бывают двух видов: 1) из горизонтальной плиты и вертикальной или несколько наклоненной в сторону грунта плиты, которые монолитно связаны между

* Более подробно о наклонных стенках и уступах см. стр. 332.

собой по линии их сопряжения (рис. V.4, *а*); 2) из таких же плит, но усиленных ребрами-контрфорсами (рис. V.4, *б*).

Стенка собирается из железобетонных блоков уголковой формы. Между собой по длине стенки они соединяются стальными деталями, которые привариваются к рабочей арматуре плит и защищаются слоем бетона толщиной 3—4 *см*.

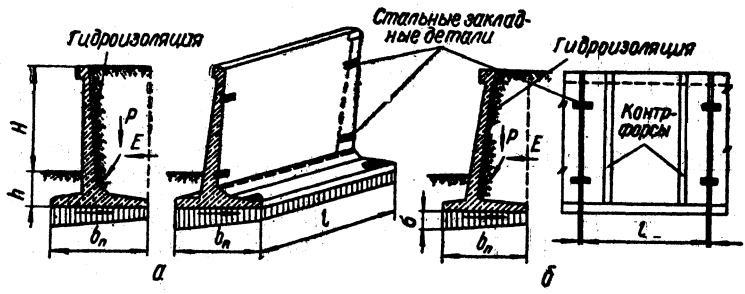


Рис. V.4. Железобетонные подпорные стенки из сборных объемных блоков уголкового профиля:
а — без контрфорсов; *б* — с контрфорсами.

Железобетонные подпорные стенки уголковой формы могут быть собраны также из более мелких плоских элементов. Так, на рис. V.5 показана сборная подпорная стенка уголковой формы, монтируемая из железобетонных поперечных *L*-образных рам или из поперечных стенок-контрфорсов треугольной формы. Между вертикальными элементами укладываются плиты, воспринимающие давление грунта *P* и *E*.

Грунт за подпорными стенками находится во влажном состоянии. Поэтому поверхность подпорных стенок со стороны грунта защищается гидроизоляционным слоем. В качестве гидроизоляции обычно применяются рулонные материалы в один-два слоя (рубероид, толь), которые наклеиваются по горячей битумной мастике. При сухих грунтах достаточно только обмазать поверхность горячей мастикой.

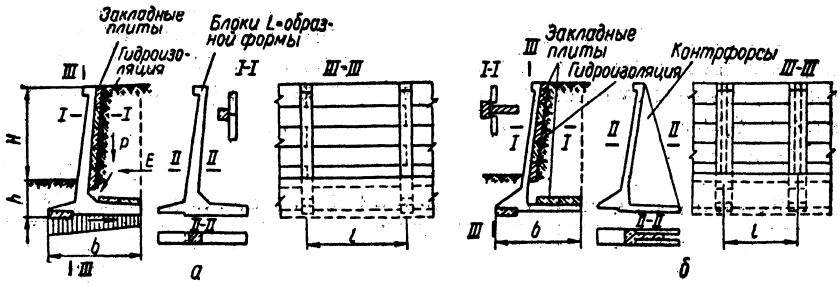


Рис. V.5. Сборные железобетонные подпорные стенки, монтируемые из:
а — поперечных вертикальных L-образных блоков; *б* — поперечных вертикальных стенок-контрфорсов.

Бутовые подпорные стенки до нанесения гидроизоляции должны быть выровнены (оштукатурены) цементным раствором. В сборных стенках из бетонных и бутобетонных блоков вертикальные и горизонтальные швы до нанесения изоляции заделывают цементным раствором.

В нижней части стенки устраивают сквозные отверстия для отвода влаги, накопляющейся в грунте. Деталь дренажа показана на рис. V.6.

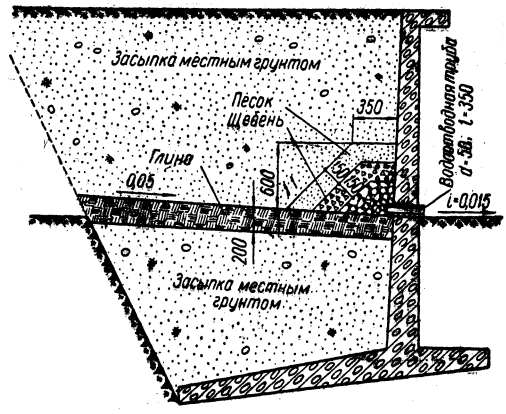


Рис. V.6. Устройство дренажа в подпорных стенах.

Свайные стенки выполняют из железобетона, металла или дерева в виде отдельных свай, забитых в грунт на расчетную глубину h, с забиркой между ними в виде сплошного ряда шпунтового ограждения (рис. V.7). Тонкие стенки вследствие небольшой ширины подошвы и малого собственного веса, в отличие от массивных подпорных стенок, работают в основном на изгиб. Устойчивость тонких стенок обеспечивается сопротивлением грунта по вертикальным граням стенки.

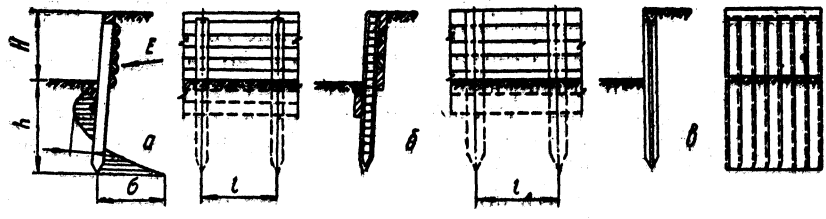


Рис. V.7. Тонкие стенки:

а — из деревянных свай и закладных пластин; *б* — из железобетонных свай и закладных железобетонных плит; *в* — шпунтовое ограждение.

Расчет подпорной стенки сводится к определению давления грунта E на подпорную стенку, назначению таких размеров и профиля поперечного сечения подпорной стенки, которые обеспечивают ей устойчивое положение и прочность при минимальном расходе строительных материалов, и к проверке несущей способности грунтов основания под подпорной стенкой по прочности.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА *E* НА ПОДПОРНУЮ СТЕНКУ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ *E* ПО ФОРМУЛАМ

Давление грунта на подпорную стенку определяют на основании теории Кулона. Согласно этой теории вона грунта за подпорной стенкой (см. рис. V.1), ограниченная плоскостями AB и BC — призма

обрушения ABC,— рассматривается как твердое тело, клин, который под влиянием собственного веса G стремится сдвинуться вниз по грани AB стенки и плоскости BC (плоскости скольжения), производя активное давление E на подпорную стенку и давление S на плоскость скольжения. Метод Кулона является приближенным, допускающим, что след BC плоскости скольжения— прямая линия. В действительности же линия BC является кривой (пунктир). Проведенные эксперименты показали, что метод Кулона в большинстве случаев удовлетворительно согласуется с действительностью.

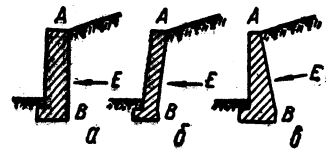


Рис. V.8. Направление давления грунта:

а — стенка вертикальная; *б* — стенка наклонена в сторону насыпи; *в* — стенка наклонена от насыпи.

Активное давление грунта E определяют в момент предельного состояния, когда подпорная стенка под влиянием давления призмы обрушения ABC получает незначительное смещение — сдвиг, а вес призмы обрушения G уравновешивается с реакциями сил E и S.

В общем случае реакции E и S направлены к плоскостям AB и BC не нормально, а под углами трения соответственно φ_0 и φ. При этом отметим, что трение грунта о подпорную стенку φ_0, как правило, невелико. Например, при гладких стенках или сильно влажных грунтах трением в запас прочности пренебрегают и принимают силу E направленной горизонтально, когда плоскость AB вертикальна или наклонена в сторону сыпучей среды (рис. V.8, *а* и *б*). Когда плоскость AB наклонена от насыпи (рис. V.8, *в*), силу E принимают направленной нормально к плоскости AB. При сухих грунтах и шероховатой поверхности стенки AB сила трения может быть учтена. В этом случае φ_0 принимается равной: для бутовых и бутобетонных стенок $(0{,}2 \div 0{,}3)\ \varphi$; для бетонных и железобетонных стенок $(0{,}15 \div 0{,}25)\ \varphi$ в зависимости от степени шероховатости.

Из силового треугольника видно, что давление E, интересующее нас при расчете подпорных стенок, зависит от величины G — веса призмы обрушения, являющейся функцией:

H — высоты подпорной стенки;

φ — угла внутреннего трения грунта (табл. V.1);

θ — угла наклона плоскости сползания BC к горизонту;

φ_0 — угла трения грунта о плоскость AB подпорной стенки;

α — угла наклона поверхности земли к горизонту;

β — угла наклона плоскости AB подпорной стенки к вертикали.

Максимальное давление грунта $E_{макс}$ может быть определено аналитически по формулам, в которые входят все вышеуказанные пере-

Таблица V. 1

Нормативные характеристики грунтов, рекомендуемые для расчета подпорных стенок

Грунт	Объемный вес γ в $т/м^3$	Угол внутреннего трения φ в *град*
Песок сухой	1,6—1,65	30—35
» влажный	1,8	40
» водонасыщенный	2,0	25
Засыпка из сухой глины	1,5—1,6	40—45
То же, из водонасыщенной	1,9	20—25
Гравий	1,8—1,85	35—40
Галька	1,8	30
Щебень	1,8	45

менные, или графически путем построения треугольника давления (построения Кульмана, Ребхана и Понселе). В обоих случаях задача сводится к нахождению угла θ, определяющего положение плоскости

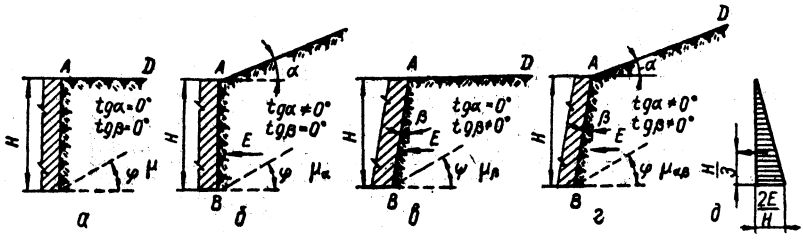


Рис. V.9. Положение задней грани подпорной стенки AB и поверхности грунта за стенкой AD.

обрушения BC, при котором величина E приобретает максимальное значение.

При расчете гладких подпорных стенок принимают отрезок стенки длиной, равной единице (обычно 1 *м*); при расчете ребристых стенок — равной расстоянию между ребрами.

Для подпорных стенок с вертикальной или наклонной в сторону грунта гранью AB (см. рис. V.1) и с горизонтальной или наклонной

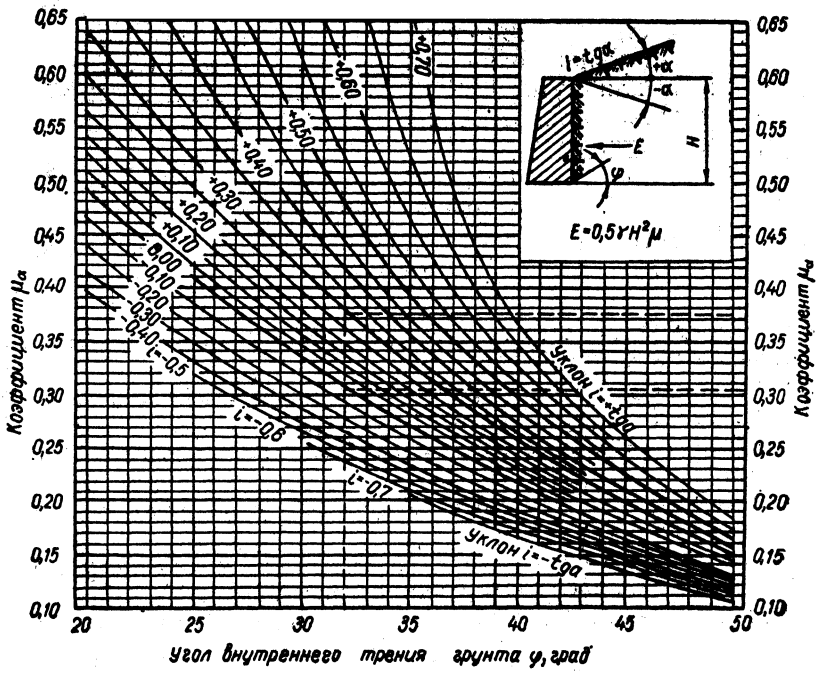


Рис. V.10. График для определения коэффициента μ_α по уклону грунта a.

плоскостью AD сыпучей среды (грунта) активное давление E на 1 *м* длины подпорной стенки в общем случае определяется по формуле

$$E = 0{,}5\gamma H^2\mu, \qquad (V.1)$$

где γ — нормативный объемный вес грунта в *кг/м*³;

H — высота подпорной стенки в *м*;

μ — коэффициент, зависящий от величин φ, α и β.

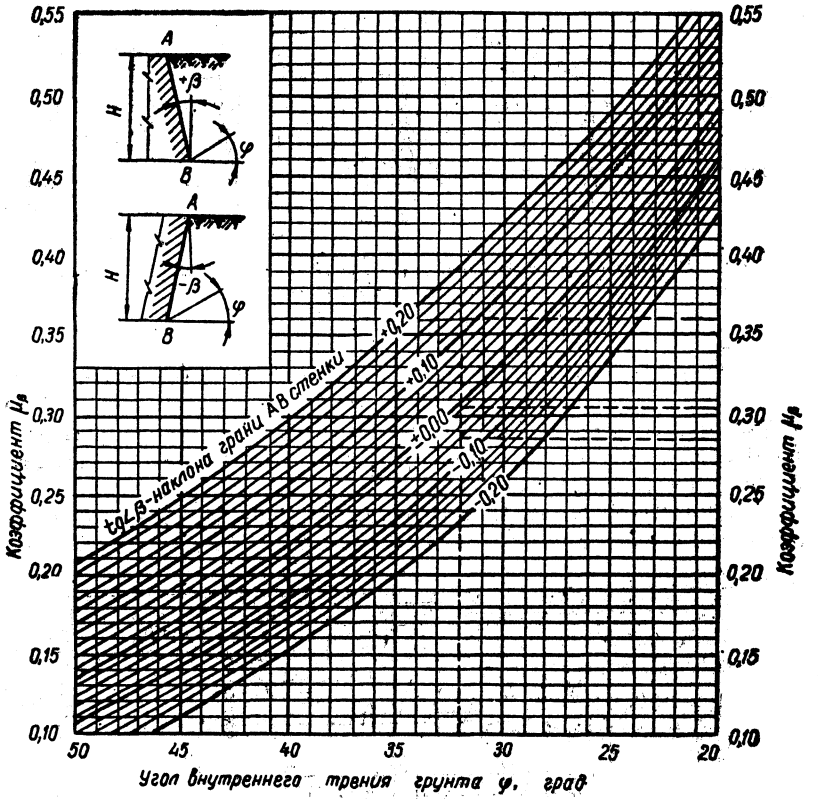


Рис. V.11. График для определения коэффициента μ_β по наклону подпорной стенки β.

В формуле (V.1) коэффициент μ_β условно показан без индекса, в дальнейшем же будем подставлять:

μ — без индекса, когда грань AB стенки вертикальна и поверхность AD грунта горизонтальна (рис. V.9, *а*);

μ_α — когда поверхность AD грунта наклонена к горизонту под углом $\pm\alpha$ (рис. V.9, *б*);

μ_β — когда грань AB стенки наклонена к вертикали под углом $\pm\beta$ (рис. V.9, *в*);

$\mu_{\alpha\beta}$ — когда поверхность грунта AD наклонена к горизонту, а грань AB стенки наклонена к вертикали (рис. V.9, *г*).

Численные значения коэффициента μ для наиболее часто встречающихся на практике случаев могут быть приняты по графикам, приведенным на рис. V.10 и V.11.

Пример 1. Определить давление грунта E на подпорную стенку при следующих данных: $H=3{,}0$ *м*; объемный вес грунта $\gamma=1800$ *кг/м*³; угол внутреннего трения грунта $\varphi=32°$.

Рассмотрим четыре случая положения грани AB стенки и поверхности земли AD и для этих случаев определим давление земли E на 1 *м* стенки с помощью графиков на рис. V.10 и V.11.

1. Грань AB вертикальна, $\beta=0°$; плоскость AD горизонтальна, $\alpha=0°$ (рис. V.9, *а*). По графику (рис. V.10) при $\varphi=32°$, $\alpha=0°$ и $\beta=0°$ находим величину $\mu=0{,}305$.

Давление грунта E на 1 *м* подпорной стенки по формуле (V.1)

$$E=0{,}5\,\gamma H^2\mu=0{,}5\cdot 1800\cdot 3{,}0^2\cdot 0{,}305=2470\ кг.$$

2. Грань AB вертикальна, $\beta=0°$; плоскость AD наклонена к горизонту под углом $\alpha=16°20'$ (рис. V.9, *б*). По табл. 1 приложения $\operatorname{tg}\alpha=0{,}30$. По графику (см. рис. V.10) при $\varphi=32°$ и $\operatorname{tg}\alpha=0{,}30$ находим величину $\mu=0{,}375$.

Давление грунта E на 1 *м* подпорной стенки

$$E=0{,}5\gamma H^2\mu_\alpha=0{,}5\cdot 1800\cdot 3{,}0^2\cdot 0{,}375=3040\ кг.$$

3. Грань AB наклонена к вертикали под углом $\operatorname{tg}\beta=-0{,}06$; плоскость AD горизонтальна, $\operatorname{tg}\alpha=0{,}0$ (рис. V.9, *в*).

По графику (см. рис. V.11) при $\varphi=32°$ и $\operatorname{tg}\beta=-0{,}06$ находим величину $\mu_\beta=0{,}285$.

Давление грунта E на 1 *м* подпорной стенки

$$E=0{,}5\gamma H^2\mu_\beta=0{,}5\cdot 1800\cdot 3{,}0^2\cdot 0{,}285=2320\ кг.$$

4. Грань AB наклонена к вертикали под углом $\operatorname{tg}\beta=-0{,}06$ ($\mu_\beta=0{,}285$); плоскость AD наклонена к горизонту под углом $\operatorname{tg}\alpha=0{,}30$ ($\mu_\alpha=0{,}375$).

Давление грунта E на 1 *м* подпорной стенки, когда одновременно $\operatorname{tg}\beta$ и $\operatorname{tg}\alpha$ не равны нулю, определяется (с достаточной для практики точностью до 1—2%) с помощью тех же графиков (рис. V.10 и V.11) по формуле (V.1).

$$E=0{,}5\gamma H^2\mu_{\alpha\beta},$$

$$\mu_{\alpha\beta}=\mu_\alpha\frac{\mu_\beta}{\mu}. \qquad (V.2)$$

Подставив в формулу (V.2) значения величин $\mu_\alpha=0{,}375$, $\mu_\beta=0{,}285$, $\mu=0{,}305$, получим

$$\mu_{\alpha\beta}=0{,}375\frac{0{,}285}{0{,}305}=0{,}350.$$

Давление грунта E на 1 *м* подпорной стенки при $\varphi=32°$ и $\mu_{\alpha\beta}=0{,}350$ по формуле (V.1)

$$E=0{,}5\cdot 1800\cdot 3{,}0^2\cdot 0{,}350=2830\ кг.$$

Эпюра активного давления грунта по высоте стенки имеет вид треугольника (рис. V.9, *д*) с максимальной ординатой $q=\frac{2E}{H}$. Центр тяжести активного давления приложен в точке на расстоянии $\frac{H}{3}$ от низа стенки.

При наличии за подпорной стенкой нескольких видов грунтов разной высоты $h_1, h_2, \ldots, h_n$ с различным объемным весом $\gamma_1, \gamma_2, \ldots, \gamma_n$ и углами внутреннего трения $\varphi_1, \varphi_2, \ldots, \varphi_n$ принимается среднее значение этих величин, определяемое по формулам:

$$\gamma_{ср}=\frac{\gamma_1h_1+\gamma_2h_2+\ldots+\gamma_nh_n}{h_1+h_2+\ldots+h_n}; \qquad (V.3)$$

$$\varphi_{ср}=\frac{\varphi_1h_1+\varphi_2h_2+\ldots+\varphi_nh_n}{h_1+h_2+\ldots+h_n}. \qquad (V.4)$$

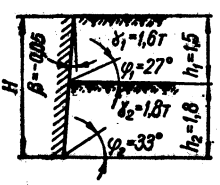


Рис. V.12. К примеру 2.

Пример 2. Найти давление E на стенку при данных, указанных на рис. V.12.

$$\gamma_{ср}=\frac{1{,}6\cdot 1{,}5+1{,}8\cdot 1{,}8}{1{,}5+1{,}8}=1{,}7\ т/м^3;$$

$$\varphi_{ср}=\frac{27\cdot 1{,}5+33\cdot 1{,}8}{1{,}5+1{,}8}=30°.$$

По графику (см. рис. V.11) при $\varphi_{ср}=30°$ и $\operatorname{tg}\beta=0{,}06$ находим $\mu_\beta=0{,}360$.

Давление грунта на подпорную стенку по формуле (V.1)

$$E=0{,}5\gamma_{ср}(h_1+h_2)^2\mu_\beta=0{,}5\cdot 1700(1{,}5+1{,}8)^2\cdot 0{,}360=3330\ кг.$$

При наличии на призме обрушения равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q, $т/м^2$ (рис. V.13) давление грунта на стенку при небольших уклонах задней грани AB (при $\beta \leqslant 10°$) с достаточной для практики точностью может быть определено по формуле

$$E = 0{,}5\gamma H(H + 2h_0)\mu, \qquad (V.5)$$

где $h = \frac{q}{\gamma}$ — высота приведенного слоя грунта.

Эпюра давления грунта по высоте стенки принимает вид трапеции с ординатами, определяемыми по формулам:

внизу трапеции

$$q_1 = \frac{2E}{H + h_0}, \qquad (V.6)$$

вверху трапеции

$$q_2 = q_1 \frac{h_0}{H + h_0}; \qquad (V.7)$$

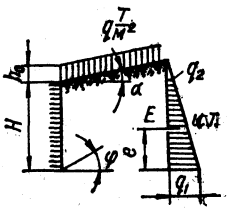


Рис. V.13. Давление на стенку при расположении временной нагрузки на призме обрушения.

Центр тяжести трапеции находится на расстоянии e от низа стенки; e определяют по формуле

$$e = \frac{H}{3}\,\frac{q_1 + 2q_2}{q_1 + q_2}. \qquad (V.8)$$

При грунтах, насыщенных водой, величина давления грунта на стенку уменьшается вследствие уменьшения веса грунтового скелета в воде. Но в этом случае стенка испытывает также и гидростатическое давление воды *. Величина суммарного давления грунта и воды определяется в зависимости от положения уровня воды по отношению к уровню грунта.

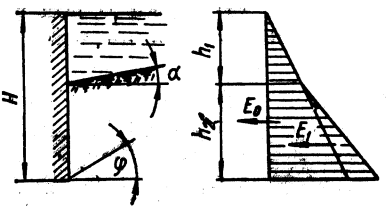


Рис. V.14. Давление E на стенку, когда уровень воды выше уровня грунта.

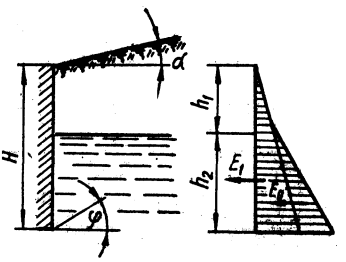


Рис. V.15. Давление E на стенку, когда уровень воды ниже уровня грунта.

Если уровень воды выше или совпадает с уровнем грунта (рис. V.14), грунт по всей высоте находится во взвешенном состоянии и величина суммарного давления грунта и воды на стенку

$$E = E_г + E_0 = 0{,}5(\gamma - a\gamma_0)h_2^2\mu + 0{,}5\gamma_0 H_2. \qquad (V.9)$$

Эпюра давления грунта имеет вид двух треугольников.

Если уровень воды ниже уровня грунта (рис. V.15), во взвешенном состоянии находится грунт, расположенный ниже уровня воды, то величину суммарного давления находят по формуле

$$E = E_г + E_0 = 0{,}5\gamma H^2\mu + 0{,}5\gamma_0(1 - a\mu)h_2^2, \qquad (V.10)$$

* Грунтовая вода оказывает на подпорную стенку полное гидростатическое давление независимо от размеров зерен и рода грунта.

где γ — вес 1 $м^3$ сухого грунта;

γ_0 — вес 1 $м^3$ воды;

a — объем частиц в единице объема грунта, равный 0,55—0,70.

Пористость грунтов в конкретных случаях устанавливается в лаборатории инженером-геологом.

ГРАФИЧЕСКОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ E

При более сложных случаях, когда одновременно наклонены плоскость AB подпорной стенки и поверхность грунта, а также когда требуется учитывать угол φ_0 (силу трения грунта о подпорную стенку), аналитическое определение величины E сопряжено с большими вычислениями. Поэтому в таких случаях пользуются графическим методом.

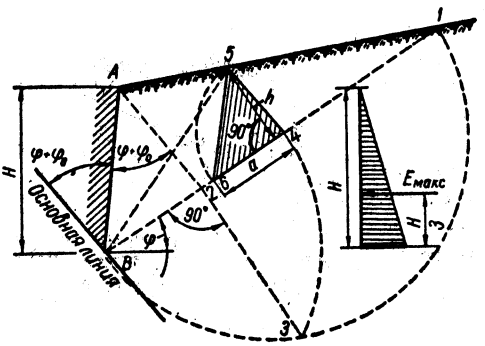


Рис. V.16. Графическое определение давления грунта $E_{макс}$ на стенку при любом наклоне поверхности грунта.

Графическое определение давления грунта E на подпорную стенку, так же как и аналитическое, основано на теореме Ребхана и состоит в том, что графически находят угол плоскости сползания, при котором вес призмы сползания и соответствующее ей давление грунта на стенку получают максимальные значения.

Рассмотрим графический метод определения давления грунта E на подпорную стенку (построение Понселе) для некоторых наиболее часто встречающихся случаев ее загружения.

1. Грань AB стенки и поверхность земли представляют собой плоскости (рис. V.16). От точки B под углом внутреннего трения грунта φ проводят линию B—1 и на ней как

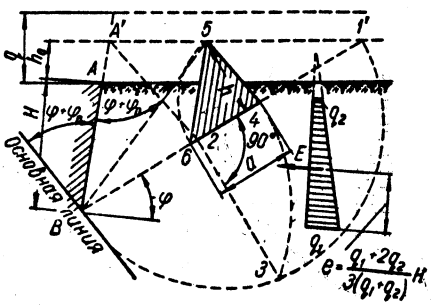


Рис. V.17. Графическое определение давления земли, когда призма обрушения нагружена распределенной нагрузкой.

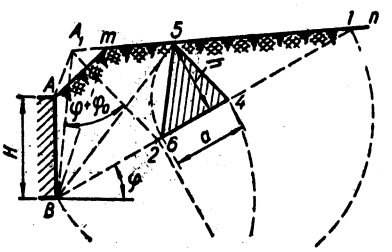


Рис. V.18. Графическое определение давления земли, когда поверхность земли представляет ломаную линию.

на диаметре описывают полуокружность. Из точки A под углом $(\varphi+\varphi_0)$ проводят прямую A—2, параллельную основной линии, и в точке 2 восстанавливают перпендикуляр 2—3 до пересечения с полуокружностью. От точки B откладывают отрезок B — 4, равный хорде B — 3, и из точки 4 проводят линию 4—5, параллельную основной линии, до

пересечения с прямой *A — 1*. Прямая *B — 5* и является искомой плоскостью обрушения.

Из точки *4* откладывают отрезок *4—6*, равный отрезку *4—5*. Треугольник *4—5—6* и является треугольником Ребхана.

Объем призмы, равный площади треугольника *4—5—6*, умноженной на 1 *м* длины и на объемный вес грунта $\gamma_г$, и есть величина давления грунта $E_{макс}$ в *кг* на 1 *м* длины подпорной стенки. Она выражается формулой

$$E_{макс} = 0{,}5\gamma_г ah. \qquad (V.11)$$

Основание *a* и высота *h* треугольника *4—5—6* измеряются в принятом для чертежа масштабе. По высоте стенки эпюра давления грунта представляет собой треугольник с центром давления, расположенным на высоте $^1/_3$ *H*.

2. Если временная равномерно распределенная нагрузка *q*, расположенная на призме обрушения, учитывается путем увеличения высоты подпорной стенки на приведенную высоту $h_0 = q : \gamma_г$, построение Понселе производится так же, как и без временной нагрузки, но при высоте $H_1 = H + h_0$ (рис. V. 17). Эпюра давления грунта по высоте стенки в этом случае имеет форму трапеции.

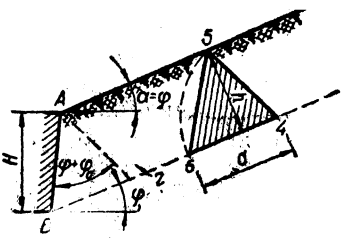


Рис. V.19. Графическое определение давления земли, когда угол φ равен углу α.

3. Если поверхность грунта — ломаная линия *Amn* (рис. V. 18), для построения треугольника давления *E* треугольник грунта *ABm* заменяется равновеликим треугольником A_1Bm, для чего проводят линию AA_1, параллельную *Bm*, до пересечения с продолжением линии *mn* в точке A_1. Дальнейшее построение производится так же, как показано на рис. V. 17.

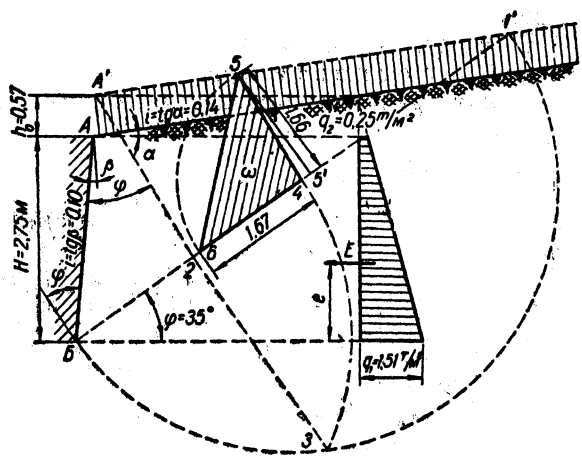


Рис. V.20. Пример графического определения величины *E*.

4. Если поверхность грунта наклонена к горизонту под углом $\alpha = \varphi$, построение треугольника давления *E* производится так, как показано на рис. V.19, причем линию *5—4*, параллельную основной линии *A—2*, проводят из любой точки поверхности грунта.

Пример 3. Определить графически величину E при следующих данных: нагрузка на призме обрушения $q=1000$ *кг/м²*; объемный вес грунта $\gamma_г=1750$ *кг/м³* ($h_0=q:\gamma=1000:1750=0{,}57$ *м*); угол трения грунта о грани стенки AB равен нулю, $\operatorname{tg}\varphi_0=0{,}0$. Построение треугольника давления показано на рис. V.20.

Давление E равно площади треугольника *4—5—6*, умноженной на объемный вес грунта

$$E=0{,}5(1{,}67\cdot 1{,}66)\cdot 1750=2430 \text{ кг на 1 м стенки.}$$

РАСЧЕТ ПОДПОРНЫХ СТЕНОК

МАССИВНЫЕ ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ

Расчет стенок по формулам

При расчете массивных подпорных стенок обычно выделяют отрезок стены длиной 1 *м* и производят проверку на устойчивость стенки против опрокидывания под воздействием силы E (рис. V.21), проверку на устойчивость против скольжения под влиянием той же силы E и расчет прочности тела стенки.

Давление грунта E оказывает на стенку такие воздействия.

1. Сила E стремится опрокинуть подпорную стенку относительно точки вращения O, создавая опрокидывающий момент $M_0=Ee$; этому моменту сопротивляется собственный вес стенки P, создающий удерживающий момент $M_у=Pa$. При расчете подпорной стенки на устойчивость против опрокидывания и скольжения коэффициент перегрузки n при определении давления земли E и опрокидывающего момента M_0 принимается равным 1,2 (при насыпных грунтах $n=1{,}3$). При определении силы P — веса стенки и момента $M_у$, сопротивляющегося опрокидыванию, коэффициент n принимается равным 0,8. Для устойчивости стенки необходимо, чтобы удерживающий момент по величине был равен или больше опрокидывающего момента

$$M_у \geqslant M_0. \qquad (V.12)$$

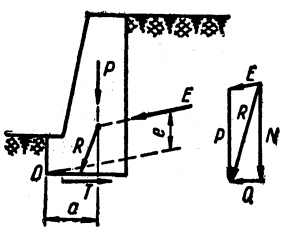


Рис. V.21. Расчетная схема массивной подпорной стенки при расчете на устойчивость.

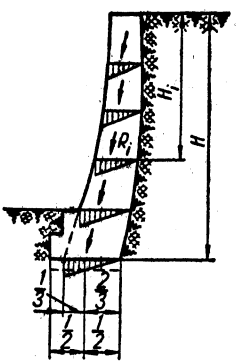


Рис. V.22. Очертание подпорной стенки по кривой давления.

2. Сила E стремится сдвинуть подпорную стенку в сторону ее действия. Сдвигающей силе сопротивляется сила трения $T=fN$. Коэффициент трения f принимается:

В швах свежей кладки или бетона	0,60
То же, затвердевшей кладки	0,70
Для кладки бетона по сухому песку	0,60

Для кладки бетона по влажному песку	0,50
То же, по сухому суглинку	0,55
» по влажному суглинку	0,40
» по сухой глине	0,50
» по влажной глине	0,30

Сила трения T направлена в сторону, противоположную действию силы E. Сила T должна обеспечить устойчивость против сдвига стенки по подошве и по любому сечению кладки

$$E \leqslant T = f\Sigma P_i. \qquad (V.13)$$

Равнодействующая R_i сил E_i и P_i, действующая в любом сечении по высоте стенки и по подошве фундамента, вызывает в них моменты M_i относительно центров тяжести и нормальные напряжения, величины которых не должны превышать в кладке стенки расчетных сопротивлений кладки R, приведенных в соответствующих таблицах, и нормативных давлений на грунты, оснований $R^н$, приведенных в табл. IV.5—7

Прочность кладки подпорных стенок проверяется по формулам, приведенным для расчета элементов каменных конструкций (см. главу VI)

Подпорные стенки, как правило, работают на внецентренное сжатие. Учитывая, что кладка массивных стенок плохо сопротивляется растягивающим усилиям, следует стремиться к тому, чтобы расстояние от точки приложения равнодействующей R до центра тяжести сечения (эксцентриситет) во всех сечениях по высоте стенки не превышало $0{,}225\,b$ (b — толщина стенки). По подошве фундамента точку приложения равнодействующей следует по возможности совмещать с центром тяжести подошвы.

В этом случае напряжения в кладке распределяются по трапеции или по треугольнику, а по подошве фундамента — по прямоугольнику (равномерно).

Такое положение равнодействующей гарантирует, что в кладке стенки и по подошве фундамента не возникнет растягивающих усилий, и устойчивость стенки будет обеспечена. Достигнуть этого можна приданием поперечному сечению подпорной стенки соответствующих формы (уклон в сторону насыпи) и размеров. При совмещении по всей высоте стенки точки приложения равнодействующей с гранью ядра сечения (рис. V.22) профиль стенки принимает направление кривой давления, являющееся наиболее рациональной формой поперечного сечения. Однако возведение такой стенки сложно и профиль ее не всегда отвечает архитектурным требованиям. Поэтому на практике профилю стенки чаще всего придают прямоугольную или трапецеидальную форму.

Чтобы уяснить влияние, какое оказывает форма поперечного сечения стенки на ее устойчивость и прочность, рассмотрим наиболее часто встречающиеся на практике профили стенок (рис. V.23) и работу каждой при действии на нее сил ΣP_i (вес стенки и грунта на обрезах) и сил E_i (давление земли).

1. Стенка с вертикальными гранями и обрезами со стороны грунта (рис. V.23, *а*) — наиболее распространенный на практике профиль, но менее экономичный по сравнению с профилем, показанным на рис. V.23, *б*, с обрезами на передней грани. В последнем плечо a_i силы P_i (расстояние от силы P_i до вертикальной линии, проходящей через точку O на обрезе фундамента) и момент $M_y = \Sigma P_i a_i$ по величине больше, чем в первом профиле, а следовательно, толщина стенки b_0 и расход материала меньше. Однако профиль стенки с уступами на передней грани — фасаде — не всегда отвечает архитектурным требованиям и может быть рекомендован в тех случаях, когда к стенке предъявляются в основном требования устойчивости и прочности.

2. Стенка с ломаной передней гранью или с наклонной, как показано пунктиром на рис. V.23, *в*, обладает статическими и экономическими преимуществами второго типа, так как плечо a_i силы P_i больше, чем в первом профиле.

3. Стенки с разгружающей консолью со стороны грунта (рис. V.23, *г*) по сравнению с рассмотренными обладают тем

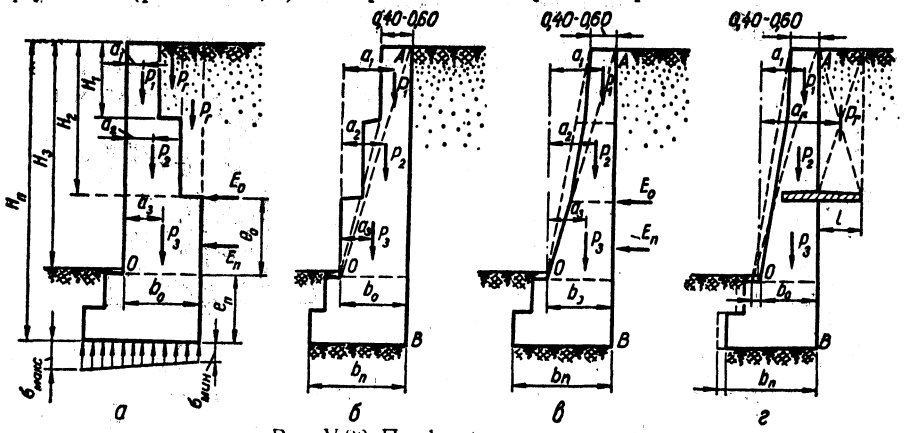


Рис. V.23. Профили подпорных стенок:

а — с вертикальными гранями и обрезами со стороны грунта; *б* — то же, но с обрезами со стороны фасада; *в* — с ломаной или наклонной фасадной гранью; *г* — то же, но с консолью со стороны грунта.

преимуществом, что грунт, расположенный выше консоли, служит противовесом, увеличивающим удерживающий момент M_y. Вследствие этого уменьшается толщина стенки b в сечениях ниже консоли. Консоль рекомендуется осуществлять в виде сборной железобетонной плиты.

Во всех рассмотренных профилях грани со стороны грунта вертикальны, и давление E на грань AB (при одинаковых грунтовых условиях) зависит только от высоты стенки H.

4. В стенке с наклонными гранями в сторону грунта (рис. V.24) величина давления E на грань AB в отличие от стенок с вертикальными со стороны грунта гранями зависит не только от высоты стенки H, но и от угла β наклона грани AB к вертикали. Как видно из рис. V.24, по мере увеличения угла β увеличивается плечо a силы P и одновременно уменьшается площадь призмы обрушения. Это обстоятельство значительно уменьшает давление грунта E на стенку. Таким образом, наклонением грани AB в сторону грунта уменьшается момент M_0, стремящийся опрокинуть стенку, и увеличивается удерживающий момент M_y, т. е. создаются условия, при которых можно найти наиболее экономичный профиль стенки, отвечающий устойчивости стенки как в сторону передней грани при действии на нее давления грунта E, так и в сторону грунта при возведении стенки и отсутствии давления грунта E.

Расчет массивной стенки выполняется в таком порядке. На геологическом разрезе (см. рис. V.23) в зависимости от рельефа местности намечают отметку подошвы фундамента из условий прочности грунтов и глубины промерзания, отметки планировки грунтов впереди стенки и за стенкой (высоту стенки и профиль поперечного сечения подпорной стенки), обрезы, уступы и уклоны граней. По высоте стенку делят на равные части от 1,0 до 2,0 *м*. Предварительно назначают толщину стенки по обрезу фундамента b_0, ширину подошвы фундамента $b_п$ и размеры уступов, а также определяют вес каждой части стенки P_i. Ориентировочно ширина стенки по обрезу фундамента b_0 может быть принята рав-

ной 0,4 H—0,2 H в зависимости от наклона грани AB. Причем с увеличением наклона грани AB — угла β числовой коэффициент (0,4—0,2) и ширина b_0 уменьшаются.

Для сечений по обрезу фундамента и по подошве определяют давление грунта E_0 и $E_п$ на грань AB, момент $M_0 = E_0 e_0$, опрокидывающий стенку, и момент $M_у = \Sigma Pa$, удерживающий, т. е. сопротивляющийся опрокидыванию.

Далее по найденным величинам ΣP, M_0 и $M_у$ из условий устойчивости и прочности проверяют принятые толщины b_0 и $b_п$. При этом про-

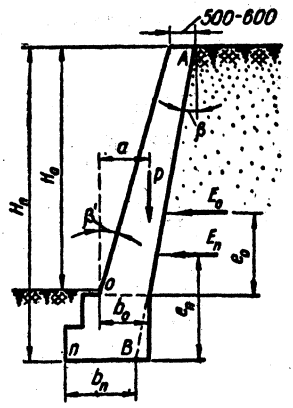


Рис. V.24. Профиль подпорной стенки с наклонными гранями.

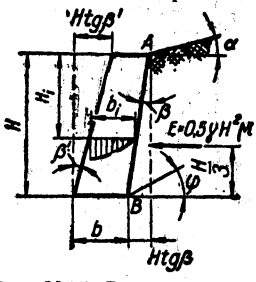


Рис. V.25. Расчетная схема подпорной стенки.

верку горизонтальных сечений выше обреза можно не производить, если уступы равны между собой и расположены на наклонной линии (пунктир), соединяющей точку O с точкой A. Толщина стенки вверху рекомендуется в бетонных и бутобетонных стенках 40—50 *см*, в бутовых — 50—60 *см*.

Если предварительно принятые размеры поперечного сечения стенки не удовлетворяют требования устойчивости и прочности, назначаются новые размеры и расчет повторяется.

Для облегчения предварительного подбора сечений массивных подпорных стенок с вертикальными и наклонными гранями (рис. V.25) выведена формула (V.14), с помощью которой определяют ширину стенки b_i в любом сечении на расстоянии H_i от поверхности земли, а также b_0 по обрезу, $b_п$ — по подошве фундамента *

---

* После подстановки вместо эксцентриситета e_0 отношения момента всех сил относительно центра тяжести сечения, выраженного через H, b, μ, $\gamma_г$, $\gamma_к$, β, β',

$$M = \frac{H^3}{6}\gamma_г\mu - 0{,}5H^2\gamma_к\left[\operatorname{tg}\beta\left(\frac{b}{2}+\frac{H}{3}\operatorname{tg}\beta\right)+\operatorname{tg}\beta'\left(\frac{b}{2}-\frac{H}{3}\operatorname{tg}\beta'\right)\right]$$

к весу стенки, выраженному теми же переменными,

$$P = \gamma_к H\left[b + 0{,}5H(\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}\beta')\right]$$

и после некоторых преобразований получим:

$$b_i = H_i\left[-0{,}81\operatorname{tg}\beta - 0{,}31\operatorname{tg}\beta' + \sqrt{0{,}75\mu\frac{\gamma_г}{\gamma_к} + 0{,}502\operatorname{tg}\beta\operatorname{tg}\beta' + 0{,}846\operatorname{tg}^2\beta' - 0{,}095\operatorname{tg}^2\beta}\right]$$

или

$$b_i = H_i\left(-C_1 + \sqrt{0{,}75\frac{\gamma_г}{\gamma_к}\mu + C_2}\right),$$

где

$$C_1 = -0{,}81\operatorname{tg}\beta + 0{,}31\operatorname{tg}\beta';$$
$$C_2 = 0{,}502\operatorname{tg}\beta\operatorname{tg}\beta' + 0{,}846\operatorname{tg}^2\beta' - 0{,}095\operatorname{tg}^2\beta.$$

$$b_i = H_i\left(-C_1 + \sqrt{0{,}75\,\frac{\gamma_г}{\gamma_к}\,\mu + C_2}\right) \qquad (V.14)$$

Формула (V.14) выведена из условия, что эксцентриситет e_i (расстояние от точки приложения равнодействующей R до середины ширины сечения b_i) в любом горизонтальном сечении стенки $e_i \leqslant 0{,}225\,b_i$, при котором все сечение сжато.

Здесь C_1 и C_2 — числовые коэффициенты, зависящие от $\operatorname{tg}\beta$ и $\operatorname{tg}\beta'$ — углов наклона задней и передней грани стенки (табл. V.2);

$\gamma_г$, $\gamma_к$ — объемные веса грунта и материала стенки;

μ — величина, принимаемая по графикам (рис. V.10 и V.11) и зависящая от угла внутреннего трения φ, угла наклона поверхности земли α или задней грани стенки β.

Для более равномерного распределения давления на грунт подошву фундамента обычно уширяют со стороны наружной грани, устраивая обрез, величина которого может быть принята равной 20—30% ширины подошвы, найденной на этой глубине по формуле (V.14), в зависимости от нормативного сопротивления грунта $R^н$ и наклона грани AB. Причем меньшую величину принимаем при малых наклонах стенки и прочных грунтах основания ($R^н \geqslant 2{,}0$ *кг/см*^{2}). Найденные по формуле (V.14) размеры подпорной стенки нужно проверить на устойчивость и прочность.

Пример 4. Рассчитать массивную подпорную стенку с вертикальными гранями при следующих данных (рис. V.26): высота стенки $H = 4{,}5$ *м*; глубина заложения подошвы из условий промерзания $h = 1{,}4$ *м*; объемный вес бутовой кладки $\gamma_к = 2400$ *кг/м*^{3}; угол внутреннего трения грунта $\varphi = 36°$; объемный вес грунта $\gamma_г = 1700$ *кг/см*^{3}; нормативное сопротивление грунта $R^н = 25$ *т/м*^{2}; поверхность насыпи наклонена к горизонту под углом $\alpha = 14°$ (по табл. 1 приложения $\operatorname{tg}\alpha = 0{,}25$).

Высота стенки разделена на 3 части по 1,5 *м*.

Предварительно толщину подпорной стенки по обрезу b_0 и ширину подошвы фундамента $b_п$ определяем по формуле (V.14), рассматривая поперечное сечение стенки с уступами (рис. V.26) как трапецеидальное с наклонной передней гранью ($\operatorname{tg}\beta' \approx 0{,}24$) и вертикальной гранью со стороны грунта ($\operatorname{tg}\beta = 0{,}00$).

По табл. V.2 при принятых β' и β находим $C_1 = 0{,}075$ и $C_2 = 0{,}049$.

По графику (рис. V.10) при $\varphi = 36°$ и $\operatorname{tg}\alpha = 0{,}25$ находим $\mu_\alpha = 0{,}300$.

Подставляя значения H, C_1, C_2, μ_α, $\gamma_г$ и $\gamma_к$ в формулу (V.14), находим:

толщину стенки по обрезу

$$b_0 = 4{,}5\left(-0{,}075 + \sqrt{0{,}75\cdot\frac{1700}{2400}\cdot 0{,}300 + 0{,}049}\right) = 1{,}71\ м;$$

ширину подошвы фундамента

$$b_п = 5{,}9\left(-0{,}075 + \sqrt{0{,}75\cdot\frac{1700}{2400}\cdot 0{,}300 + 0{,}049}\right) = 2{,}24\ м.$$

Принимаем $b_0 = 1{,}65$ *м* и $b_п = 2{,}20$ *м*. Остальные размеры подпорной стенки выше обреза показаны на рис. V.26.

Дальнейший ход расчета состоит в проверке устойчивости и прочности стенки. Проверяем стенку на устойчивость против опрокидывания и скольжения.

Вес каждой части стенки P_i в *кг*:

$$P_1 = 0{,}55\cdot 1{,}5\cdot 2400 = 1980;$$
$$P_2 = 1{,}10\cdot 1{,}5\cdot 2400 = 3960;$$
$$P_3 = 1{,}65\cdot 1{,}5\cdot 2400 = 5940;$$
$$P_4 = 2{,}20\cdot 1{,}5\cdot 2400 = 7920.$$

Полное давление по обрезу фундамента

$$\Sigma P_0 = P_1 + P_2 + P_3 = 1980 + 3960 + 5940 = 11\,880\ кг;$$

полное давление по подошве фундамента

$$\Sigma P_п = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 1980 + 3960 + 5940 + 7920 = 19\,800\ кг.$$

Таблица V.2

Величины коэффициентов C_1 и C_2

tg β′	Обозначения коэффициентов	tg β											
		0,00	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22
0,00	C_1	0,0000	0,0162	0,0324	0,0486	0,0648	0,0810	0,0972	0,1134	0,1292	0,1458	0,1620	0,1782
	C_2	0,0000	—0,0001	—0,0002	—0,0004	—0,0006	—0,0010	—0,0014	—0,0019	—0,0024	—0,0031	—0,0038	—0,0046
0,02	C_1	0,0062	0,0224	0,0386	0,0548	0,0710	0,0872	0,1034	0,1196	0,1358	0,1520	0,1682	0,1844
	C_2	0,0004	0,0005	0,0006	0,0006	0,0005	0,0004	0,0003	—0,0001	—0,0004	—0,0009	—0,0014	—0,0020
0,04	C_1	0,0124	0,0286	0,0448	0,0610	0,0772	0,0934	0,1096	0,1258	0,1420	0,1582	0,1744	0,1906
	C_2	0,0014	0,0017	0,0020	0,0022	0,0023	0,0024	0,0024	0,0023	0,0022	0,0019	0,0016	0,0012
0,06	C_1	0,0186	0,0348	0,0510	0,0672	0,0834	0,0996	0,1158	0,1320	0,1482	0,1644	0,1806	0,1968
	C_2	0,0030	0,0036	0,0041	0,0045	0,0048	0,0051	0,0053	0,0054	0,0054	0,0053	0,0052	0,0050
0,08	C_1	0,0248	0,0410	0,0572	0,0734	0,0896	0,1058	0,1220	0,1382	0,1544	0,1706	0,1868	0,2030
	C_2	0,0054	0,0062	0,0069	0,0075	0,0080	0,0085	0,0089	0,0092	0,0094	0,0095	0,0096	0,0096
0,10	C_1	0,0310	0,0472	0,0634	0,0796	0,0958	0,1120	0,1282	0,1444	0,1606	0,1768	0,1930	0,2092
	C_2	0,0085	0,0094	0,0103	0,0111	0,0119	0,0125	0,0131	0,0136	0,0141	0,0144	0,0147	0,0149
0,12	C_1	0,0372	0,0534	0,0696	0,0858	0,1020	0,1182	0,1344	0,1506	0,1668	0,1830	0,1992	0,2154
	C_2	0,0122	0,0134	0,0145	0,0155	0,0164	0,0173	0,0180	0,0188	0,0194	0,0199	0,0204	0,0208
0,14	C_1	0,0434	0,0596	0,0758	0,0920	0,1082	0,1244	0,1406	0,1568	0,1730	0,1892	0,2054	0,2216
	C_2	0,0166	0,0180	0,0193	0,0205	0,0216	0,0227	0,0236	0,0246	0,0253	0,0260	0,0267	0,0273
0,16	C_1	0,0496	0,0658	0,0820	0,0982	0,1144	0,1306	0,1468	0,1630	0,1792	0,1954	0,2116	0,2278
	C_2	0,0216	0,0232	0,0247	0,0261	0,0274	0,0287	0,0299	0,0310	0,0320	0,0329	0,0336	0,0346
0,18	C_1	0,0558	0,0720	0,0882	0,1044	0,1206	0,1368	0,1530	0,1692	0,1854	0,2016	0,2178	0,2340
	C_2	0,0274	0,0292	0,0309	0,0325	0,0340	0,0355	0,0368	0,0382	0,0393	0,0404	0,0415	0,0425
0,20	C_1	0,0620	0,0782	0,0944	0,1106	0,1268	0,1430	0,1592	0,1754	0,1916	0,2078	0,2240	0,2402
	C_2	0,0338	0,0358	0,0377	0,0395	0,0412	0,0429	0,0444	0,0460	0,0476	0,0489	0,0502	0,0514
0,22	C_1	0,0682	0,0844	0,1006	0,1168	0,1330	0,1492	0,1654	0,1816	0,1978	0,2140	0,2302	0,2464
	C_2	0,0410	0,0432	0,0453	0,0473	0,0492	0,0511	0,0528	0,0546	0,0562	0,0577	0,0592	0,0606
0,24	C_1	0,0744	0,0906	0,1068	0,1230	0,1392	0,1554	0,1716	0,1879	0,2040	0,2202	0,2364	0,2526
	C_2	0,0487	0,0511	0,0534	0,0556	0,0577	0,0598	0,0617	0,0637	0,0654	0,0671	0,0688	0,0704
0,26	C_1	0,0806	0,0968	0,1130	0,1292	0,1454	0,1616	0,1778	0,1940	0,2102	0,2264	0,2426	0,2588
	C_2	0,0570	0,0592	0,0621	0,0645	0,0668	0,0690	0,0712	0,0733	0,0754	0,0773	0,0792	0,0810
0,28	C_1	0,0868	0,1030	0,1192	0,1354	0,1516	0,1670	0,1840	0,2002	0,2164	0,2326	0,2488	0,2650
	C_2	0,0663	0,0691	0,0717	0,0744	0,0769	0,0793	0,0817	0,0840	0,0863	0,0884	0,0905	0,0925

Давление грунта E на плоскость AB по формуле (V.1):
по обрезу фундамента

$$E_0 = 0{,}5\gamma_г H_0^2 \mu = 0{,}5 \cdot 1700 \cdot 4{,}50^2 \cdot 0{,}300 = 5170 \text{ кг};$$

по подошве

$$E_п = 0{,}5\gamma_г H_п^2 \mu = 0{,}5 \cdot 1700 \cdot 5{,}90^2 \cdot 0{,}300 = 8850 \text{ кг}.$$

Для определения величины моментов M_0 и $M_у$ собственный вес стенки умножаем на коэффициент перегрузки $n=0{,}8$, давление грунта — на коэффициент перегрузки $n=1{,}2$.

Момент M_0 по обрезу фундамента (в сечении III—III)

$$M_{0.3} = -nE_0 \frac{H_0}{3} = -1{,}2 \cdot 5170 \frac{4{,}50}{3} = -9330 \text{ кгм};$$

по подошве (в сечении IV—IV)

$$M_{0.4} = -nE_п \frac{H_п}{3} = -1{,}2 \cdot 8850 \frac{5{,}90}{3} = -21\,000 \text{ кгм}.$$

Момент $M_у$ по обрезу фундамента

$$M_{у.3} = \Sigma nP_i a_i = 0{,}8\,(1980 \cdot 1{,}375 + 3960 \cdot 1{,}1 + 5940 \cdot 0{,}825) = 9550 \text{ кгм} \approx M_{0.3} = 9330 \text{ кгм};$$

по подошве

$$M_{у.4} = \Sigma nP_i a_i = 0{,}8\,(1980 \cdot 1{,}975 + 3960 \cdot 1{,}65 + 5940 \cdot 1{,}375 + 7920 \cdot 1{,}1) =$$
$$= 21\,970 \text{ кгм} \approx M_{0.4} = 21\,000 \text{ кгм}.$$

Силы T, сопротивляющиеся сдвигу:
по обрезу фундамента (при коэффициенте трения кладки $f=0{,}65$)

$$T_0 = nf\Sigma P_i = 0{,}8 \cdot 0{,}65\,(1980 + 3960 + 5940) = 6200 \text{ кг} > E_0 = 5170;$$

по подошве (при коэффициенте трения бутобетона по сухому грунту $f=0{,}55$)

$$T_п = nf\Sigma P_i = 0{,}8 \cdot 0{,}55\,(1980 + 3960 + 5940 + 7920) = 8700 \text{ кг} \approx E_п = 8850 \text{ кг}.$$

При проверке на прочность, так же как и при проверке на устойчивость, собственный вес стенки умножаем на коэффициент перегрузки $n=1{,}1$, давление грунта — на коэффициент $n=1{,}2$.

Моменты сил E_i и P_i относительно центра тяжести рассматриваемых сечений:
по обрезу фундамента

$$M_{ц.т} = -M_{0.3} + n\Sigma P_i e_i = -9330 + 1{,}1\,(1980 \cdot 0{,}55 + 3960 \cdot 0{,}275) = -6950 \text{ кгм};$$

по подошве

$$M_{п.г} = -M_{у.4} + n\Sigma P_i e_i = -21\,000 + 1{,}1\,(1980 \cdot 0{,}825 + 3960 \cdot 0{,}55 +$$
$$+ 5940 \cdot 0{,}275) = -15\,000 \text{ кгм}.$$

Эксцентриситет e_0 в сечении по обрезу фундамента относительно центра тяжести

$$e_0 = \frac{M_{ц.т}}{\Sigma P_i} = \frac{6950}{11\,880} = 0{,}585 \text{ м} = 0{,}355 b_0 < 0{,}4 b_0.$$

Имеем случай внецентренного сжатия с величиной эксцентриситета, при которой не требуется проверки на раскрытие трещин.

Напряжения в кладке со стороны эксцентриситета при $e_0 > 0{,}225\,b$ находим по формуле (VI.42)

$$\sigma_к = \frac{\Sigma P_i}{\varphi_н F \sqrt[3]{\left(1 - \frac{2e_0}{b}\right)^2}}.$$

Предварительно определим высоту сжатой зоны сечения по формуле (VI.40)

$$b_c = b\left(1 - \frac{2e_0}{b}\right) = 165\left(1 - \frac{2 \cdot 58{,}5}{165}\right) = 48 \text{ см}$$

упругая характеристика кладки при марке раствора 10 по табл. VI.17 $\alpha=1000$. Приведенная гибкость стенки по формуле (VI.7) и коэффициент продольного изгиба по табл. III.18 для всего сечения

$$\lambda^h = \frac{l_0}{b} = \frac{2H}{b} = \frac{2 \cdot 4{,}5}{1{,}65} = 5{,}5, \quad \varphi = 0{,}97;$$

для сжатой зоны сечения

$$\lambda_c^h = \frac{l_0}{b_c} = \frac{2H}{b_c} = \frac{2 \cdot 4,5}{0,48} = 18,7, \quad \varphi_c = 0,67.$$

Приведенный коэффициент продольного изгиба по формуле (VI.34)

$$\varphi_и = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,97 + 0,67}{2} = 0,82.$$

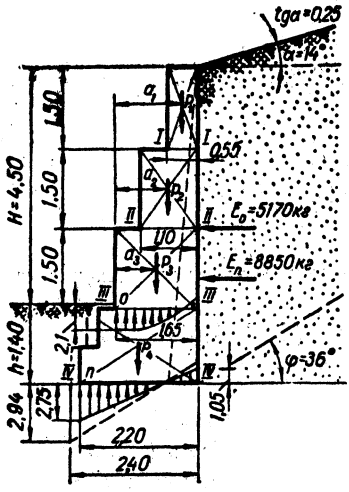


Рис. V.26. К примеру 4.

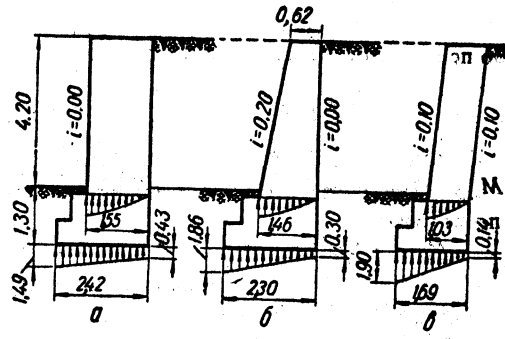


Рис. V.27. К примеру 5. Подпорные стенки:
а — с вертикальными гранями; *б* — с передней наклонной и задней вертикальной гранями; *в* — с обеими наклонными гранями.

Подставляя значения величин ΣP_i, $\varphi_и$, F, e_0 в формулу (VI.42), находим

$$\sigma_к = \frac{11\,880}{0,82 \cdot 100 \cdot 165 \sqrt[3]{\left(1 - \frac{2 \cdot 0,585}{1,65}\right)^2}} = 2,2 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжения в грунте под подошвой по формуле сложного сопротивления (IV.28)

$$\sigma_г = \frac{\Sigma P_i^н}{F} \pm \frac{M_п}{W_п} = \frac{19\,800}{100 \cdot 220} \pm \frac{1\,500\,000 \cdot 6}{100 \cdot 220^2} = \begin{cases} +2,75 \text{ кг/см}^2 < 1,2R. \\ -0,95 \text{ кг/см}^2 \end{cases}$$

Так как $\sigma_{мин} = -0,95$ кг/см² < 0, усилие $N^н$ воспринимает только часть ширины подошвы, равную a',

$$a' = \left(\frac{b}{2} - e\right) 3, \tag{V.15}$$

где

$$e = \frac{M}{N^н} = \frac{1\,500\,000}{19\,800} = 75 \text{ см};$$

$$a' = \left(\frac{220}{2} - 75\right) 3 = 105 \text{ см};$$

$$\sigma_{макс} = \frac{2N^н}{la'} = \frac{2 \cdot 19\,800}{100 \cdot 105} = 3,76 \text{ кг/см}^2 > 1,2\sigma = 1,2 \cdot 2,5 = 3 \text{ кг/см}^2.$$

Чтобы уменьшить краевые давления на грунт, уширяем подошву в сторону фасада на 20 *см*, т. е. принимаем $b = 240$ *см* и повторяем расчет, пренебрегая незначительным увеличением веса фундамента

$$a' = \left(\frac{240}{2} - 75\right) 3 = 135 \text{ см};$$

$$\sigma_{макс} = \frac{2 \cdot 19\,800}{100 \cdot 135} = 2,94 \text{ кг/см}^2 < 1,2\sigma.$$

Из рассмотренного примера можно сделать следующие выводы:

1) прочность кладки полностью не использована и поэтому марки камня и раствора по расчету обычно невелики. Однако следует иметь в виду, что подпорные стенки находятся в неблагоприятных атмосферных условиях и подвержены многократному замерзанию и оттаиванию. Поэтому, кроме защиты стенки со стороны грунта от увлажнения, марку раствора для верхнего ряда кладки необходимо увеличить, приняв ее не менее 25;

2) большая (относительно) толщина стенки по обрезу требуется из условий работы на устойчивость ($M_{0.4} = -21000$ *кгм* $\approx M_{у.4} = 21970$ *кгм*) и сдвиг $E_{0.3} = 5170$ *кг*;

3) полностью использована прочность грунта ($R^н = 2{,}5$ *кг/см²*; $\sigma_г = 2{,}94$ *кг/см* $\approx 1{,}2\,R^н$).

Пример 5. Рассчитать бутовую подпорную стенку при таких данных: $H_0 = 4{,}2$ *м*; $h_г = 1{,}3$ *м*; $H_п = 5{,}50$ *м*; $\varphi = 35°$; $\gamma_г = 1{,}6$ *т/м³*; $\gamma_к = 2{,}4$ *т/м³*; $R = 1{,}8$ *кг/см²*.

Толщина стенки b, как было отмечено, во многом зависит от профиля стенки. Поэтому для наглядности расчет производим для трех различных наклонов граней стенки (рис. V.27).

1. Передняя и задняя грани вертикальны: $\beta' = \beta = 0$ (рис. V.27, *а*).

По табл. V.2 $C_1 = C_2 = 0$; по графику, приведенному на рис. V.11, $\mu = 0{,}271$. Толщина стенки по обрезу фундамента по формуле (V.14)

$$b_0 = H_0\left(-C_1 + \sqrt{0{,}75\,\frac{\gamma_г}{\gamma_к}\,\mu + C_2}\right) = 4.2\left(-0 + \sqrt{0{,}75\,\frac{1{,}6}{2{,}4}\,0{,}271 + 0}\right) = 1{,}55\ м.$$

Ширина подошвы фундамента

$$b_п = 1{,}2H_п\left(-C_1 + \sqrt{0{,}75\,\frac{\gamma_г}{\gamma_к}\,\mu + C_2}\right) = 1{,}2 \cdot 5{,}5\left(-0 + \sqrt{0{,}75 \cdot \frac{1{,}6}{2{,}4}\,0{,}271 + 0}\right) = 2{,}42\ м.$$

2. Наклон передней грани $i = \operatorname{tg}\beta' = 0{,}20$; задняя грань вертикальна, т. е. $\operatorname{tg}\beta = 0{,}00$ (рис. V.27, *б*).

По табл. V.2 $C_1 = 0{,}062$; $C_2 = 0{,}034$; по графику (см. рис. V.11) $\mu = 0{,}271$.

$$b_0 = 4{,}2\left(-0{,}062 + \sqrt{0{,}75\,\frac{1{,}6}{2{,}4} \cdot 0{,}271 + 0{,}034}\right) = 1{,}46\ м;$$

$$b_п = 1{,}20 \cdot 5{,}5\left(-0{,}062 + \sqrt{0{,}75\,\frac{1{,}6}{2{,}4} \cdot 0{,}271 + 0{,}034}\right) = 2{,}30\ м.$$

3. Наклон передней и задней граней $i = \operatorname{tg}\beta' = \operatorname{tg}\beta = 0{,}10$ (рис. V.27, *в*).

По табл. V.2 $C_1 = 0{,}112$; $C_2 = 0{,}0125$; по графику (см. рис. V.11) $\mu_\beta = 0{,}232$.

$$b_0 = 4{,}2\left(-0{,}112 + \sqrt{0{,}75\,\frac{1{,}6}{2{,}4} \cdot 0{,}232 + 0{,}0125}\right) = 1{,}03\ м;$$

$$b_п = 1{,}25 \cdot 5{,}5\left(-0{,}112 + \sqrt{0{,}75\,\frac{1{,}6}{2{,}4} \cdot 0{,}232 + 0{,}0125}\right) = 1{,}69\ м.$$

Так как толщина подпорной стенки найдена из условия, что все сечение сжато $\left(e_0 = 0{,}45\,\frac{b}{2}\right)$, проверку кладки на сжатие при высоте стенки до 10,0 *м* можно не производить.

Проверка давления на грунт производится при любой высоте стенки по формуле сложного сопротивления. Для этого предварительно находим вес стенки по подошве $P_п = P_0 + P_ф$ ($P_ф$ — вес фундамента); давление земли $E_п$ и момент силы $P_п$ и $E_п$ относительно центра тяжести подошвы фундамента.

Для стенки с вертикальными гранями (см. рис. V.27, *а*):

$$P_п = (1{,}55 \cdot 4{,}2 \cdot 2{,}4 + 1{,}3 \cdot 2{,}42 \cdot 2{,}4)\,1{,}1 = 23{,}2\ т;$$

$$E_п = 0,5 \cdot 1,6 \cdot 5,5^2 \cdot 0,271 \cdot 1,2 = 6,5 \ т;$$

$$M_п = -6,5 \frac{5,5}{3} + 4,2 \cdot 1,55 \cdot 2,4 \cdot \frac{2,42 - 1,55}{2} = -5,2 \ тм;$$

давление на грунт

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{23,2}{1 \cdot 2,42} \pm \frac{5,2 \cdot 6}{1 \cdot 2,42^2};$$

$$\sigma_{макс} = 14,9 \ т/м^2 = 1,49 \ кг/см^2;$$

$$\sigma_{мин} = 4,3 \ т/м^2 = 0,43 \ кг/см^2.$$

Таким же путем найдены давления на грунт под фундаментами подпорных стенок по рис. V.27, *б* и *в*. При небольшой высоте насыпи (до 2—4 *м*) массивные подпорные стенки собираются из бетонных блоков.

Расчет стенок по графику

Массивные подпорные стенки с наиболее часто встречающейся в практике горизонтальной поверхностью земли и наклона граней, приведенных в табл. V.3, могут быть рассчитаны также по графику (рис. V.28).

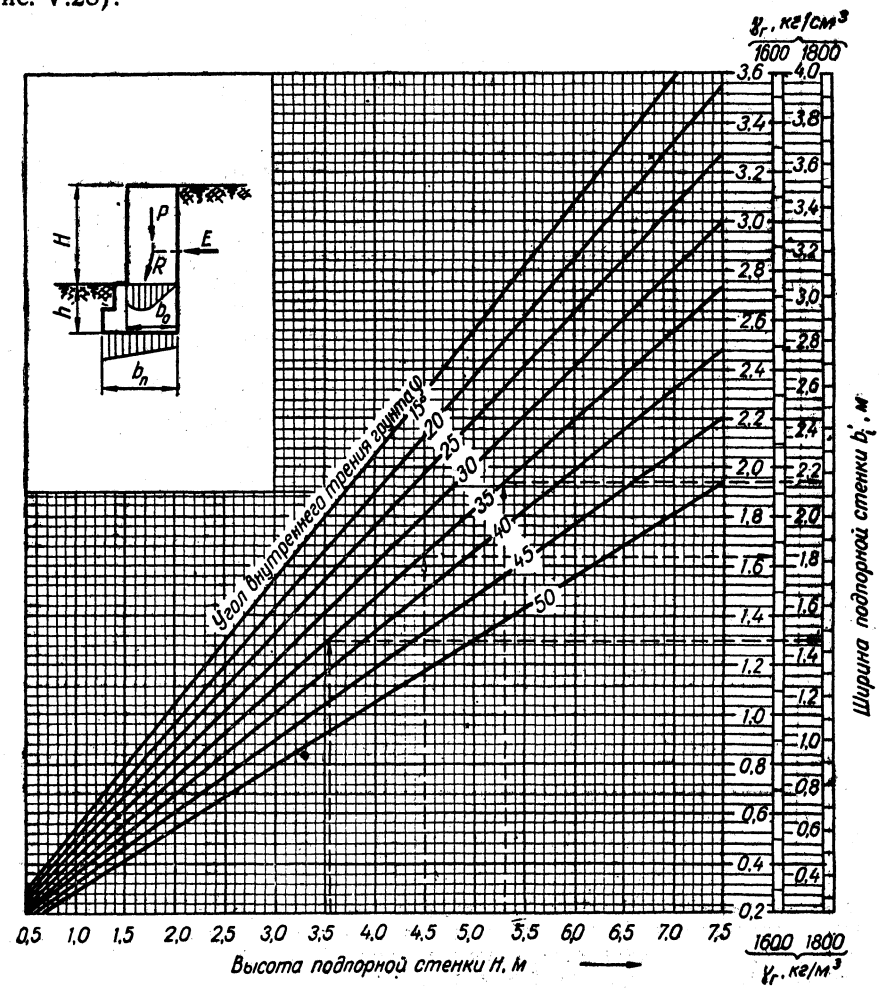


Рис. V.28. График для определения ширины *b* массивной подпорной стенки.

Таблица V.3

Величины коэффициентов k

tg углов β и β' наклона стенки	Угол внутреннего трения грунта φ в *град*						tg углов β и β' наклона стенки	Угол внутреннего трения грунта φ в *град*					
	20	25	30	35	40	45		20	25	30	35	40	45
0,00 / 0,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,20 / 0,05	0,860	0,850	0,840	0,830	0,820	0,815
0,05 / 0,00	0,975	0,975	0,970	0,968	0,965	0,962	0,10 / 0,10	0,780	0,750	0,740	0,730	0,720	0,700
0,10 / 0,00	0,955	0,950	0,950	0,950	0,945	0,945	0,15 / 0,10	0,775	0,745	0,730	0,715	0,700	0,680
0,15 / 0,00	0,945	0,945	0,945	0,945	0,945	0,945	0,20 / 0,10	0,770	0,745	0,720	0,705	0,685	0,660
0,20 / 0,00	0,940	0,940	0,945	0,945	0,950	0,950	0,15 / 0,15	0,720	0,700	0,680	0,650	0,620	0,570
0,05 / 0,05	0,885	0,870	0,850	0,835	0,815	0,795	0,20 / 0,15	0,690	0,680	0,660	0,630	0,600	0,560
0,10 / 0,05	0,870	0,852	0,835	0,820	0,805	0,790	0,20 / 0,20	0,630	0,610	0,580	0,540	0,500	0,460
0,15 / 0,05	0,860	0,845	0,830	0,818	0,805	0,790							

Толщину стенки определяют по обрезу фундамента по формуле

$$b_0 = b_0' k. \qquad (V.16)$$

Ширину подошвы фундамента определяют по формуле

$$b_п = c b_п' k, \qquad (V.17)$$

где b' — толщина (ширина), найденная по графику (рис. V.28);

k — коэффициент, зависящий от величин φ, β и β' (см. табл. V.3);

c — коэффициент, равный 1,1—1,3 (большая величина — для больших углов β наклона грани AB).

При построении графика принято, что эксцентриситет силы R относительно центра тяжести сечения по обрезу фундамента $e_l = 0{,}225\, b_l$.

Пример 6. Рассчитать подпорную стенку с помощью графика при следующих данных (рис. V.29): $H_0 = 4{,}5$ *м*; $H_п = 5{,}9$ *м*; наклон передней грани $\operatorname{tg}\beta' = 0{,}2$; со стороны грунта $\operatorname{tg}\beta = 0{,}0$; $\varphi = 35°$; $\gamma_г = 1600$ *кг/м³*; $R^н = 2{,}0$ *кг/см²*.

Находим по графику (рис. V.28) при $H_0 = 4{,}5$ *м* и $\varphi = 35°$ $b' = 1{,}65$ *м*; при $H_п = 5{,}9$ *м* и $\varphi = 35°$ $b_п = 2{,}16$ *м*; по табл. V.3 при $\varphi = 35°$, $\operatorname{tg}\beta' = 0{,}2$ и $\operatorname{tg}\beta = 0{,}0$ $k = 0{,}945$.

Определяем:

толщину стенки по обрезу фундамента по формуле (V. 16)

$$b_0 = b_0' k = 165 \cdot 0{,}945 = 154 \text{ см};$$

ширину стенки по подошве фундамента по формуле (V. 17)

$$b_п = c b_п' k = 1{,}1 \cdot 216 \cdot 0{,}945 = 225 \text{ см}.$$

Проверим найденную толщину b_0 с целью выяснения степени точности при расчете по графику:

$$P_1 = 0{,}9 \cdot 4{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 2400 = 4860 \text{ кг};$$

$$P_2 = 0{,}64 \cdot 4{,}5 \cdot 2400 = 7000 \text{ кг};$$

$$P_3 = 2{,}25 \cdot 1{,}40 \cdot 2400 = 7540 \text{ кг};$$

$$\Sigma P = P_1 + P_2 + P_3 = 4860 + 7000 + 7540 = 19\,400 \text{ кг}.$$

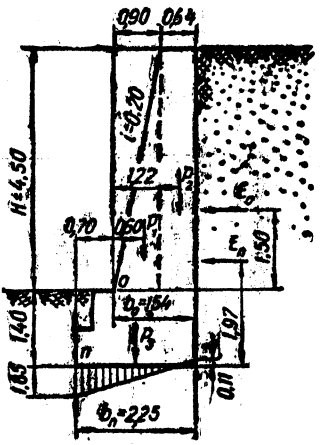


Рис. V.29. К примеру 6.

Проверяем устойчивость стенки на опрокидывание относительно точки O по формуле (V.12). Для этого предварительно находим величины: μ_β и E_0; по графику (рис. V.11) коэффициент $\mu_\beta = 0{,}271$ (при $\varphi = 35°$ и $\operatorname{tg}\beta = 0{,}0$); по формуле (V.1) при $n = 1{,}2$, $\gamma_г = 1600$ *кг/см³* и $\mu_\beta = 0{,}271$

$$E_0 = n\, 0{,}4 \gamma_г H^2 \mu_\beta = 1{,}2 \cdot 0{,}5 \cdot 1600 \cdot 4{,}5^2 \cdot 0{,}271 = 5260 \text{ кг}.$$

Момент M_0 при $H_0 = 4{,}5$ *м*

$$M_0 = -E_0 \frac{H}{3} = 5260 \frac{4{,}5}{3} = 7900 \text{ кгм}.$$

Момент M_y, сопротивляющийся опрокидыванию

$$M_y = n \Sigma P_i a_i = 0{,}8\,(4860 \cdot 0{,}6 \cdot 7000 \cdot 1{,}22) = 9150 \text{ кгм} > M_0.$$

Так как $M_y > M_0$, устойчивость стенки обеспечена, и проверку напряжений в кладке (при высоте стенки до 10,0 *м*) можно не производить.

Проверка же напряжений на грунт под подошвой обязательна при любой высоте стенки и любом эксцентриситете.

Момент относительно центра тяжести подошвы от давления грунта (при $n = 1{,}2$)

$$M_0 = -0{,}5 \gamma_г H_п^2 \mu \frac{H_п}{3} = -0{,}5 \cdot 1600 \cdot 5{,}90^2 \cdot 0{,}271 \frac{5{,}90}{3} = -14\,800 \text{ кгм};$$

момент относительно центра тяжести подошвы от веса стенки при ($n = 1{,}1$)

$$M_y = \Sigma P_i a_i = 1{,}1\,(4860 \cdot 0{,}18 - 7000 \cdot 0{,}8) = 6500 \text{ кгм}.$$

Краевые напряжения на грунт

$$\sigma = \frac{\Sigma P_i}{F} + \frac{6M}{W} = \frac{19\,400}{100 \cdot 225} + \frac{6\,(1\,480\,000 - 650\,000)}{100 \cdot 225^2} = 0{,}87 \pm 0{,}98 =$$

$$= \begin{cases} +1{,}85 \ кг/см^2 \\ -0{,}11 \ кг/см^2 = 0. \end{cases}$$

Проверяем устойчивость стенки на срез кладки по обрезу фундамента по формуле (V.13). Сдвигающей силой является $nE_0 = 1{,}2 \cdot 5260 = 6300$ *кг*; сила, сопротивляющаяся сдвигу, представляет вес стенки выше обреза 0,8 $(P_1 + P_2)$, умноженный на коэффициент трения $f = 0{,}70$ (трение в швах затвердевшей кладки)

$$n(P_1 + P_2) f = 0{,}8\,(4860 + 7000)\,0{,}70 =$$
$$= 6650 > nE_0 = 6300 \ кг.$$

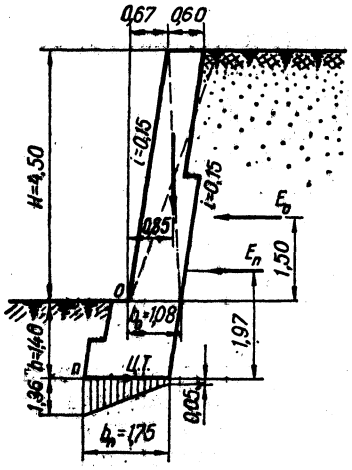


Рис. V.30. К примеру 7.

Пример 7. Рассчитать подпорную массивную стенку с помощью графика при данных примера V.6, но при одинаково наклоненных гранях (рис. V.30); $tg\beta = tg\beta' = 0{,}15$. По графику (см. рис. V.11) при $\varphi = 35°$ и $tg\beta = -0{,}15$ $\mu = 0{,}215$.

Пользуясь графиком (см. рис. V.28) и табл. II.3, находим:

толщину стенки по обрезу фундамента по формуле (V.16)

$$b_0 = b_0' k = 165 \cdot 0{,}65 = 108 \ см;$$

ширину стенки по подошве фундамента по формуле (V.17)

$$b_п = c b_п' k = 1{,}25 \cdot 216 \cdot 0{,}65 \approx 175 \ см.$$

Проверим напряжения на грунт.

Момент относительно центра тяжести подошвы от давления грунта

$$M_0 = E \frac{H_п}{3} = -0{,}5 \gamma_г H_п^2 \mu \frac{H_п}{3} = -0{,}5 \cdot 1600 \cdot 5{,}9^2 \cdot 0{,}215 \cdot 197 = 11\,750 \ кгм;$$

момент относительно центра тяжести подошвы от веса стенки

$$M_у = n \Sigma R_i a = 0{,}8\,(1{,}08 \cdot 4{,}5 \cdot 2400)\,0{,}750 + 0{,}8\,(1{,}75 \cdot 1{,}4 \cdot 2400)\,0{,}0 = 7950 \ кгм.$$

Краевые напряжения на грунт

$$\sigma = \frac{\Sigma P_i}{F} \pm \frac{6M}{W} = \frac{9350 + 4700}{100 \cdot 175} \pm \frac{6\,(1\,175\,000 - 795\,000)}{100 \cdot 175^2} = 0{,}81 \pm 0{,}75 =$$

$$= \begin{cases} +1{,}56 \ кг/см^2 < \sigma = 1{,}2 R^н = 1{,}2 \cdot 2{,}0 = 2{,}4. \\ -0{,}06 \ кг/см^2 \approx 0. \end{cases}$$

Дальнейший расчет состоит в проверке устойчивости стенки на опрокидывание относительно точки O по обрезу фундамента по формуле (V.12) и на скольжение по формуле (V.13) с учетом коэффициентов перегрузки $n = 1{,}2$ (0,8), как в предыдущем примере.

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ

К железобетонным стенкам, как и к массивным, предъявляются два основных требования — устойчивость и прочность при действии на них давления грунта. Приведенные на рис. V.31 типы подпорных стенок должны по возможности быть сборными из отдельных элементов, заранее изготовленных на заводе или стройплощадке. Элементы устанавливаются вдоль стенки по тщательно выровненному и уплотненному тощим бетоном основанию. Горизонтальные и вертикальные плиты каждого элемента работают совместно и поэтому должны быть связаны между собой монолитно по граням пересечения.

В отношении устойчивости железобетонные подпорные стенки благодаря угловой форме поперечного сечения и монолитному соединению обеих плит работают, как массивные. На вертикальную плиту стенки

оказывает давление сила E (напор грунта), которая стремится опрокинуть стенку относительно крайней левой точки O фундаментной плиты (рис. V.31), создавая момент $M_0 = Ee$, и сдвинуть стенку по направлению силы E. Горизонтальная фундаментная плита нагружена весом

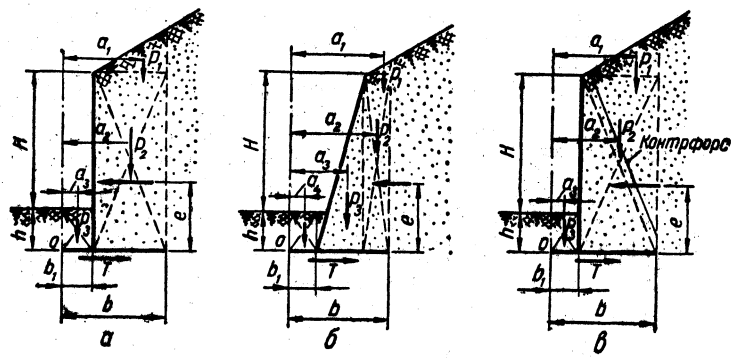


Рис. V.31. Железобетонные подпорные стенки:
а — с вертикальной плитой; *б* — с наклонной плитой; *в* — с контрфорсом.

грунта, расположенного над ней. При этом полагают, что призма грунта над горизонтальной плитой ведет себя, как твердое тело. Нагрузка от веса грунта и собственный вес стенки создают относительно точки опрокидывания O удерживающий момент $M_у = \Sigma P_i\ a_i$, сопротивляющийся опрокидыванию, и силу трения $T = f\,\Sigma P_i$, направленную в сторону грунта и препятствующую скольжению стенки. Устойчивость железобетонной стенки можно считать обеспеченной, если, как и в массивных стенках, будут удовлетворены следующие два условия равновесия по формулам (V.12) и (V.13):

$$M_0 < M_у;$$
$$E < T = f\Sigma P_i.$$

В железобетонных стенках силы ΣP_i, в отличие от массивных, представляют вес двух материалов с различным объемным весом — грунта и железобетонных плит. На практике для упрощения расчета при определении силы P_i принимается средний объемный вес $\gamma_{ср} = c'\gamma_г$, приведенный к объемному весу грунта путем умножения на коэффициент усреднения c':

Объемный вес грунта в *кг/м*³	1600	1700	1800	1900	2000
Коэффициент усреднения c'	1,10	1,09	1,08	1,07	1,06

При расчете на устойчивость железобетонных стенок горизонтальное давление грунта на стенку E, создающее опрокидывающий момент, умножают на коэффициент перегрузки $n = 1{,}2$, а вертикальные силы (усредненный вес грунта и железобетонной стенки) ΣP_i, создающие удерживающий момент,— на коэффициент перегрузки $n = 0{,}8$. При расчете на прочность силы E и ΣP_i умножают на коэффициент перегрузки n, равный 1,2 и 1,1.

В отношении прочности работа железобетонной подпорной стенки значительно отличается от работы массивной стенки. В железобетонных стенках давление земли оказывает такие воздействия.

1. Силы E и ΣP_i создают относительно центра тяжести фундаментной плиты (рис. V.32, *а*) момент M, вызывающий по подошве нормальные напряжения на грунт σ (рис. V.32, *б*). Рассматривая стенку и грунт над фундаментной плитой как твердое тело и пренебрегая упру-

гими свойствами грунтов основания, можно определить по формуле сложного сопротивления (IV.28) величины краевых напряжений на грунт под подошвой ($\sigma_{макс}$ и $\sigma_{мин}$) и построить эпюру $\sigma_г$.

2. Силы E, ΣP_i и реакция грунтов $\sigma_г$ (рис. V.32, *б*) изгибают консольные плиты стенки, вызывая в них изгибающие моменты M_1, M_2, M_3 (рис. V.32, *в*) относительно точки B пересечения плит (положитель-

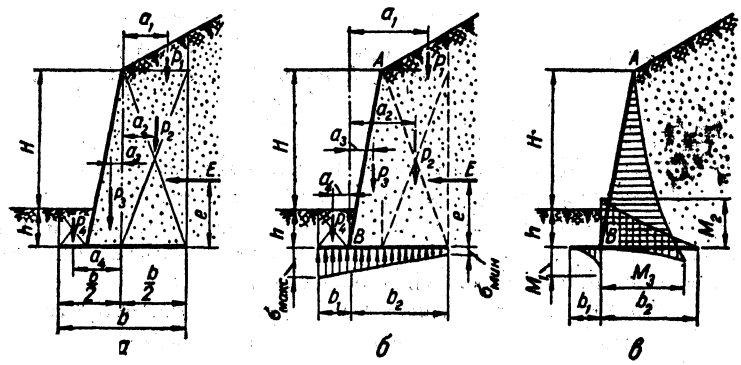


Рис. V.32. Расчетные схемы железобетонных подпорных стенок:
а — расчетная схема для определения напряжений на грунт; *б* — расчетная схема для определения моментов в консольных плитах; *в* — эпюра моментов в консолях.

ные — вращающие консоль по часовой стрелке — M_1 и M_2; отрицательный M_3 — против часовой стрелки). При этом, так как стенка под влиянием моментов находится в равновесии, алгебраическая сумма моментов в точке B пересечения консольных плит равна нулю. Равновесие стенки выражается формулой

$$M_1 + M_2 - M_3 = 0. \qquad (V.18)$$

По найденным моментам производят подбор сечений консольных плит в точке B — заделки консолей, а по напряжениям на грунт под подошвой и в обжимаемой толще — проверку возможных деформаций — осадок грунтов основания и стенки.

Предварительно ширина b фундаментной плиты, воспринимающей давление грунта E, может быть определена из условия устойчивости по формулам:

при вертикальной плите

$$b = H\sqrt{c\frac{\gamma}{\gamma_{ср}}\mu}; \qquad (V.19)$$

при наклонной плите

$$b = H\sqrt{c\frac{\gamma}{\gamma_{ср}}\mu + 0{,}50\,\mathrm{tg}^2\beta}, \qquad (V.20)$$

где γ — объемный вес грунта;
$\gamma_{ср}$ — средний объемный вес грунта и стенки;
μ — коэффициент, принимаемый по графикам (см. рис. V.10 и V.11);
c — коэффициент, зависящий в основном от расчетного сопротивления грунта (табл. V.4).

В табл. V.4 приведено также (ориентировочно) отношение длины консоли b_1 фундаментной плиты (см. рис. V.31) к полной ширине b.

Если величина b, найденная по формулам (V.19) и (V.20), не удовлетворяет условия (V.12) и (V.13) на опрокидывание и скольжение, сле-

Таблица V.4

Величины коэффициента c и отношение $b_1 : b$

Наименование величин	$R^н$ в кг/см²		
	>2	2	<2
Коэффициент c	0,60—0,65	0,65—0,70	0,70—0,75
Отношение $b_1 : b$	0,25—0,30	0,30—0,35	0,35—0,40

дует длину консоли b_2 фундаментной плиты удлинить в сторону грунта (рис. V.32). Этим увеличивается сила ΣP и момент $M_у$, сопротивляющиеся опрокидыванию и скольжению. Если b не удовлетворяет условие прочности грунта ($\sigma_{макс} > 1{,}2 R^н$), фундаментная плита уширяется со стороны передней грани за счет удлинения консоли b_1.

Расчет железобетонных подпорных стенок рекомендуется производить в таком порядке. В зависимости от рельефа местности и глубины промерзания грунтов намечают высоту стенки H — выше спланированной поверхности и h — ниже поверхности земли. Предварительно по формуле (V.19) или (V.20) определяют ширину фундаментной плиты b и отношение длины консоли b_1 к полной ширине b (см. рис. V.31).

По принятым размерам b и H находят силы E и ΣP_i (с учетом коэффициентов перегрузки n) и по ним моменты M_0 и $M_у$. Если при этом удовлетворены условия устойчивости по формулам (V.12) и (V.13), переходят к расчету на прочность.

Определяют M — момент сил E и ΣP_i относительно центра тяжести подошвы фундаментной плиты (рис. V.32, *а*) — и по найденному моменту и силе ΣP_i — напряжения на грунт; по расчетной схеме (см. рис. V.32, *б*) определяют моменты M_1, M_2 и M_3 в консольных плитах относительно точки B пересечения плит и строят эпюры M (см. рис. V.32, *в*).

Далее по найденным моментам подбираем сечения элементов стенки — толщину консольных плит в точках их заделки B и площадь рабочей (растянутой) арматуры.

Пример 8. По рельефу местности и грунтовым условиям приняты (рис. V.33): $H = 4{,}50$ *м*; $h = 1{,}40$ *м*; $\varphi = 36°$; $\gamma = 1700$ *кг/м³*; $\gamma_{ср} = c'\gamma = 1{,}09 \cdot 1700 = 1850$ (см. стр. 335); $R^н = 2{,}5$ *кг/см²*; $\alpha = 14°$; по табл. 1 приложения $\operatorname{tg}\alpha = 0{,}25$; по графику на рис. V.10 $\mu_\alpha = 0{,}30$.

Предварительно ширину подошвы фундаментной плиты определяем по формуле (V.19)

$$b = (H + h)\sqrt{c\frac{\gamma}{\gamma_{ср}}\mu_\alpha} = (4{,}50 + 1{,}40)\sqrt{0{,}60\,\frac{1700}{1850}\,0{,}300} \approx 2{,}40 \text{ м}.$$

Длина консолей фундаментной плиты по табл. V.4

$$b_1 = 0{,}25b = 0{,}25 \cdot 240 = 60 \text{ см};$$

$$b_2 = b - b_1 = 240 - 60 = 180 \text{ см}.$$

1. Проверяем стенку на устойчивость. Величины E, P_i и ΣP_i в *кг* равны:

$$E = 0{,}5\gamma(H + h)^2\mu_\alpha = 0{,}5 \cdot 1700\,(4{,}50 + 1{,}40)^2 \cdot 0{,}300 = 8880;$$

$$P_1 = 1{,}80 \cdot 0{,}45 \cdot 0{,}5 \cdot 1850 = 740;$$

$$P_2 = 1{,}80 \cdot 5{,}90 \cdot 1850 = 19\,660;$$

$$P_3 = 0{,}60 \cdot 1{,}40 \cdot 1850 = 1550;$$

$$\Sigma P_i = P_1 + P_2 + P_3 = 740 + 19\,660 + 1550 \approx 22\,000.$$

Момент, опрокидывающий стенку относительно точки O, с учетом коэффициента перегрузки $n=1{,}2$

$$M_0 = -nEe = -1{,}2 \cdot 8880\,\frac{4{,}50+1{,}40}{3} = -21\,000\ кгм.$$

Момент, удерживающий стенку от опрокидывания, при $n=0{,}8$

$$M_у = n\Sigma P_i a_i = 0{,}8\,(740 \cdot 1{,}80 + 19\,660 \cdot 1{,}50 + 1550 \cdot 0{,}30) = 25\,000\ кгм > M_0 = 21\,000\ кгм.$$

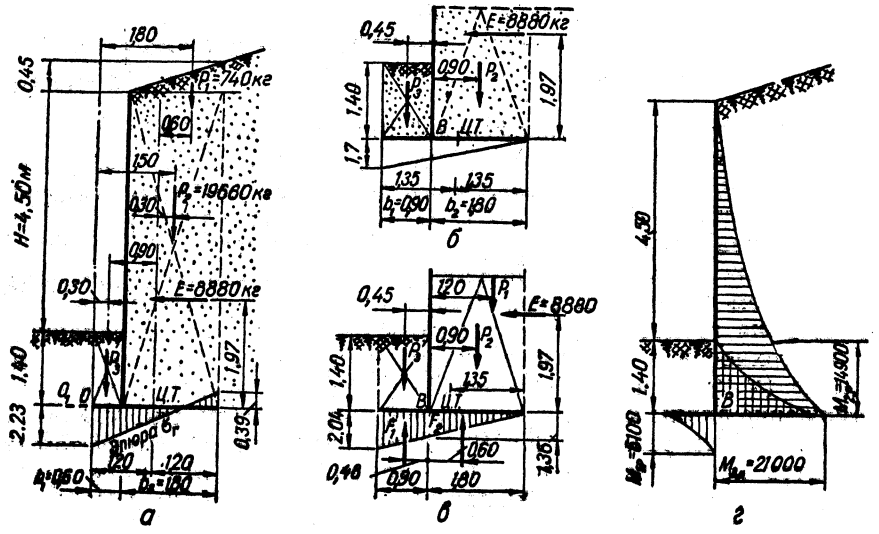


Рис. V.33. К примеру 8:

а — расчетная схема и эпюра σ при $b=60$ *см* без учета коэффициента перегрузки; *б* — то же, при $b_1=90$ *см*; *в* — то же, при $b_1=90$ *см* с учетом коэффициента перегрузки; *г* — эпюра моментов в консольных плитах от сил P и E и реакции грунта σ.

Сила трения, сопротивляющаяся скольжению стенки, при коэффициенте трения $f=0{,}60$ (грунт по подошве — сухой песок)

$$T = fn\Sigma P_i = 0{,}60 \cdot 0{,}8 \cdot 22\,000 = 10\,550\ кг \approx nE = 1{,}2 \cdot 8880 = 10\,650\ кг.$$

2. Проверяем прочность грунтов основания. Момент сил E и ΣP_i относительно центра тяжести подошвы (рис. V.33, *а*) без учета коэффициентов перегрузки

$$M = -M_0 + \Sigma P_i a_i = \frac{21\,000}{1{,}2} + 740 \cdot 0{,}6 + 19\,660 \cdot 0{,}3 - 1550 \cdot 0{,}9 = -12\,500\ кгм.$$

Напряжение на грунт по формуле (IV.28)

$$\sigma = \frac{\Sigma P_i}{F} \pm \frac{6M}{W} = \frac{22\,000}{100 \cdot 240} \pm \frac{6 \cdot 1\,250\,000}{100 \cdot 240^2} = 0{,}92 \pm 1{,}31 = \begin{cases} +2{,}23\ кг/см^2. \\ -0{,}39\ кг/см^2. \end{cases}$$

Найденные краевые напряжения ($\sigma_{макс}=2{,}23$ *кг/см*^{2}) не превышают нормативных ($1{,}2\ R^н=1{,}2 \cdot 2{,}5=3{,}0$ *кг/см*^{2}); отрицательные напряжения — 0,39 *кг/см*^{2}, отрывающие фундаментную плиту от грунта, нежелательны. Поэтому удлиняем фундаментную плиту в сторону передней грани на 30 *см* и вторично определяем напряжения на грунт (рис. V.33, *б*).

Момент сил E и ΣP_i относительно нового центра тяжести подошвы

$$M = -M_0 + \Sigma P_i a_i = -\frac{21\,000}{1{,}2} + 740 \cdot 0{,}75 + 19\,660 \cdot 0{,}45 - 0{,}9 \cdot 1{,}4 \cdot 1850 \cdot 0{,}90 = -10\,550\ кгм;$$

$$\sigma = \frac{\Sigma P_i}{F} \pm \frac{6M}{W} = \frac{22\,000}{100 \cdot 270} \pm \frac{6 \cdot 1\,055\,000}{100 \cdot 270^2} = 0{,}82 \pm 0{,}87 \approx \begin{cases} 1{,}7\ кг/см^2 \\ 0{,}0\ кг/см^2. \end{cases}$$

3. Проверяем прочность элементов — плит стенки. Плиты стенки рассчитываются на расчетную нагрузку. Так как действующие на стенку нагрузки P и E линейно зависят от объемного веса грунта, чтобы получить эпюру давления на

грунт под подошвой от расчетной нагрузки, достаточно ординаты эпюры реакций грунта от нормативной нагрузки (см. рис. V.33, *в*) умножить на коэффициенты перегрузки 1,2 (см. рис. V.33, *г*).

Моменты в точке пересечения плит B от реакции грунта и сил P и E равны:

$$M_1 = F_1 \cdot 0{,}48 \cdot 100 - nP_3 \cdot 0{,}45 \cdot 100 = \frac{2{,}04 + 1{,}36}{2} \cdot 90 \cdot 100 \cdot 0{,}48 - 1{,}2 \cdot 0{,}9 \times 1{,}4 \cdot 1850 \cdot 0{,}45 = 6100 \text{ кгм};$$

$$M_2 = nP_1 1{,}2 + nP_2 0{,}9 - F_2 0{,}6 \cdot 100 = 1{,}2 \cdot 740 \cdot 1{,}2 + 1{,}2 \cdot 19\,660 \cdot 0{,}9 - 1{,}36 \cdot 180 \cdot 0{,}5 \cdot 100 \cdot 0{,}6 = 14\,900 \text{ кгм};$$

$$M_3 = -nE \cdot 1{,}97 = -1{,}2 \cdot 8880 \cdot 1{,}97 = -21\,000 \text{ кгм}.$$

Здесь F_1 и F_2 — площади эпюры моментов левой и правой от точки B частей горизонтальной консольной плиты стенки.

Суммарный момент в точке B пересечения консолей

$$\Sigma M = 6100 + 14\,900 - 21\,000 = 0{,}00.$$

По найденным расчетным моментам и поперечным силам подбираем толщину плит в сечении B и площадь сечения арматуры.

4. Подбираем сечение плит. Для вертикальной консольной плиты $M_3 = 21000$ *кгм*; $Q_3 = nQ = 1{,}2 \cdot 8880 = 10650$ *кг*.

Определяем коэффициент A_0 по формуле (I.40) при бетоне марки 150 ($R_и = 80$ *кг/см²*) и $h_0 = 45$ *см*

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_и} = \frac{2\,100\,000}{100 \cdot 45^2 \cdot 80} = 0{,}13.$$

По табл. I.16 коэффициенту $A_0 = 0{,}13$ соответствует $\gamma_0 = 0{,}93$. По формуле (I.41) при $\gamma_0 = 0{,}93$ и стали марки А-II ($R = 2700$ *кг/см²*) находим площадь рабочей арматуры

$$F_a = \frac{M}{\gamma_0 h_0 R_a} = \frac{2\,100\,000}{0{,}93 \cdot 45 \cdot 2700} = 18{,}6 \text{ см}^2 \text{ или } 10 \varnothing 16 \text{ А-II}.$$

Проверяем условие (I.62)

$$bh_0 R_p = 100 \cdot 45 \cdot 5{,}8 = 26\,100 \text{ кг} > Q = 10\,650 \text{ кг}.$$

Так как условие (I.62) удовлетворено, расчета поперечной арматуры не требуется.

Для горизонтальной консольной плиты $M_1 = 6100$ *кгм*; $M_2 = 14900$ *кгм*.

Толщину фундаментной плиты из конструктивных соображений (для прочной заделки арматуры вертикальной плиты в фундаментную — горизонтальную) принимаем равной толщине вертикальной плиты $h = 50$ *см*.

Площадь арматуры в расчетных сечениях фундаментной плиты определяем по формуле (I.42)

$$F_{a.1} = \frac{M_1}{0{,}9 h_0 R_a} = \frac{610\,000}{0{,}9 \cdot 45 \cdot 2700} = 5{,}6 \text{ см}^2;$$

$$F_{a.2} = \frac{M_2}{0{,}9 h_0 R_a} = \frac{1\,490\,000}{0{,}9 \cdot 45 \cdot 2700} = 13{,}7 \text{ см}^2.$$

Армирование плит стенки приведено на рис. V.34.

Подпорные стенки собираются также из сборных звеньев уголкового поперечного сечения. Размеры звеньев зависят от грузоподъемности механизмов. Звенья сборной железобетонной стенки, как правило, армируются сварными сетками.

Пример 9. Рассчитать железобетонную подпорную стенку при данных, приведенных на рис. V.35: $H = 4{,}50$ *м*; $h = 1{,}40$ *м*; $\operatorname{tg}\beta = 0{,}15$; $\varphi = 36°$; $\gamma = 1700$ *кг/м³*; $\gamma_{ср} = c'\gamma_г = 1{,}09 \times 1700 = 1850$ *кг/м³* ($c' = 1{,}09$, см. стр. 335); $R^н = 2{,}5$ *кг/см²*, $\operatorname{tg}\alpha = 0{,}25$.

Предварительно ширину подошвы фундаментной плиты определяем по формуле (V.20).

$$b_п = (H + h)\sqrt{c\frac{\gamma}{\gamma_{ср}}\mu_{\alpha\beta} + 0{,}50\operatorname{tg}^2\beta}.$$

Величину $\mu_{\alpha\beta}$ определяем по формуле (V.2) с помощью графиков (см. рис. V.10 и V.11) при $\operatorname{tg}\alpha=0{,}25$ и $\operatorname{tg}\beta=0{,}15$

$$\mu_{\alpha\beta}=\mu_\alpha\frac{\mu_\beta}{\mu}=0{,}300\,\frac{0{,}208}{0{,}260}=0{,}240.$$

Подставив в формулу (V.19) значение $\mu_{\alpha\beta}=0{,}240$, находим:

$$b=(H+h)\sqrt{c\frac{\gamma}{\gamma_{ср}}\mu_{\alpha\beta}+0{,}5\operatorname{tg}^2\beta}=5{,}90\sqrt{0{,}60\,\frac{1700}{1850}\,0{,}24+0{,}5\cdot0{,}15^2}=$$
$$=2{,}25\ м.$$

Принимаем ширину фундаментной плиты $b=2{,}40$ *м*; длину консоли $b_1=0{,}25\,b=0{,}25\cdot2{,}40=0{,}60$ *м*; длину консоли $b_2=b-b_1=2{,}40-0{,}60=1{,}80$ *м*.

1. Проверяем стенку на устойчивость. Давление грунта E по формуле (V.1)

$$E=0{,}5\gamma(H+h)^2\mu_{\alpha\beta}=0{,}5\cdot1700\cdot5{,}90^2\cdot0{,}240=7100\ кг.$$

Силы P_i и ΣP_i составляют в *кг*:

$$P_1=0{,}90\cdot0{,}23\cdot0{,}5\cdot1850=190;$$
$$P_2=0{,}90\cdot5{,}90\cdot1850=9820;$$
$$P_3=0{,}90\cdot5{,}90\cdot0{,}5\cdot1850=4900;$$
$$P_4=0{,}60\cdot1{,}40\cdot1850=1550;$$
$$\Sigma P_i=190+9820+4900+1550=16\,460.$$

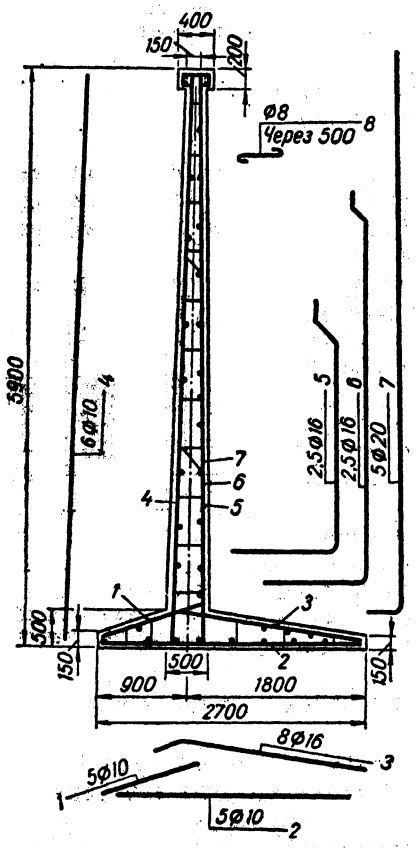


Рис. V.34. Армирование подпорной стенки отдельными стержнями (к примеру 8).

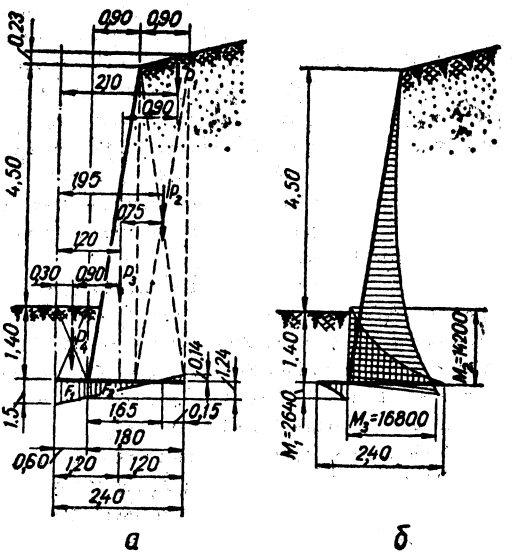


Рис. V.35. К примеру 9:
а — расчетные схемы; *б* — эпюра моментов.

Момент M_0, стремящийся опрокинуть стенку, относительно точки O при $n=1{,}2$
$M_0=-nEe=-1{,}2\cdot7100\cdot1{,}97=-16800$ *кгм*.

Момент $M_у$, удерживающий стенку от опрокидывания, при $n=0{,}8$

$$M_у=n\Sigma P_i a_i=0{,}8\,(190\cdot2{,}10+9820\cdot1{,}95+4900\cdot1{,}20+1550\cdot0{,}30)=20\,200\ кгм>M_0.$$

Сила трения T, препятствующая скольжению по формуле (V.13) при $f=0{,}55$

$$T=fn\Sigma P_i=0{,}55\cdot0{,}8\cdot16\,460=7250>E=7100\ кг.$$

Устойчивость стенки обеспечена.

2. Проверяем прочность грунтов основания. Момент сил E и ΣP_i относительно центра тяжести подошвы фундаментной плиты

$$M = -E\frac{h}{3} + \Sigma P_i a_i = -7100 \cdot \frac{5{,}9}{3} + 190 \cdot 0{,}9 + 9820 \cdot 0{,}75 + 4900 \cdot 0{,}0 -$$

$$-1550 \cdot 0{,}9 = -7880 \text{ кгм}.$$

Напряжение на грунт под подошвой

$$\sigma = \frac{\Sigma P_i}{F} \pm \frac{6M}{W} = \frac{16\,460}{100 \cdot 240} \pm \frac{6 \cdot 788\,000}{100 \cdot 240^2} = 0{,}69 \pm 0{,}83 = \begin{cases} +1{,}52 \text{ кг/см}^2 < 1{,}2R^н \\ -0{,}14 \text{ кг/см}^2 \end{cases}$$

Проверка прочности плит стенки производится по расчетной нагрузке (см. пример V.8). Поэтому при определении усилий в плитах ординаты эпюры давления на грунт под подошвой и нагрузки P и E умножаются на коэффициент перегрузки $n = 1{,}2$.

Таким образом, при одинаковых грунтовых условиях и размерах стенки благодаря наклону вертикальной плиты в сторону грунта достигнуто уменьшение давления грунта на стенку на 20%, давление на грунт под подошвой — на 12%, а также уменьшение расхода стали.

ТОНКИЕ ПОДПОРНЫЕ СТЕНКИ

Тонкие подпорные стенки (шпунтовые ограждения) обычно применяются как сооружение временного характера и служат для удержания грунта стенок котлованов от сползания. Они находятся под влиянием активного давления грунта и его пассивного сопротивления (рис. V.36). Активное давление грунта E_1 и E_2 изгибает стенку и стремится повернуть ее вокруг точки O. Повороту стенки сопротивляется пассивное давление грунта на глубину заделки h, имеющее форму кривой, проходящей через точку вращения O. На практике для упрощения расчета эпюру пассивного сопротивления грунта принимают очерченной двумя линиями BC и CD (рис. V.36), образующими два треугольника сопротивления.

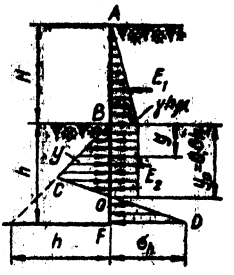


Рис. V.36. Расчетная схема тонкой подпорной стенки.

Расчет тонких стенок сводится к определению минимальной величины h заглубления стенки в грунт, необходимой для обеспечения ее устойчивости, и толщины стенки, необходимой для обеспечения ее прочности. Величина заглубления стенки определяется путем последовательных приближений.

Учитывая кратковременность службы шпунтовых стенок, принимаем коэффициент условия работы $m = 1{,}2$.

Расчет тонких стенок может быть произведен по графику (рис. V.37). С помощью этого графика в зависимости от величины угла внутреннего трения φ и высоты подпора земли H находят минимальную величину заглубления h и максимальный изгибающий момент $M_и$.

Наклонные линии значений угла φ, приведенные на графике, служат для определения величины заглубления стенки $h_{мин}$. Кривые линии значений угла φ служат для определения величины изгибающего момента в стенке $M_{макс}$ (при $\gamma = 1{,}8$ т/м³ и 1,6 т/м³).

Пример 10. Найти величины $h_{мин}$ и $M_{макс}$ тонкой подпорной стенки при следующих данных: $H = 2{,}40$ м; $\varphi = 35°$; $\gamma = 1{,}6$ т/м³.

По графику (рис. V.37) от точки $H = 2{,}40$ м (ось абсцисс) восстанавливаем перпендикуляр до пересечения с наклонной и кривой линиями $\varphi = 35°$; от точек пересечений проводим горизонтальные линии вправо и влево до шкал, по которым отсчитываем величины $M_{макс} = 1{,}89$ тм; $h_{мин} = 1{,}87$ м. Расчетный изгибающий момент $M = 1{,}2 \cdot 1{,}89 = 2{,}27$ тм.

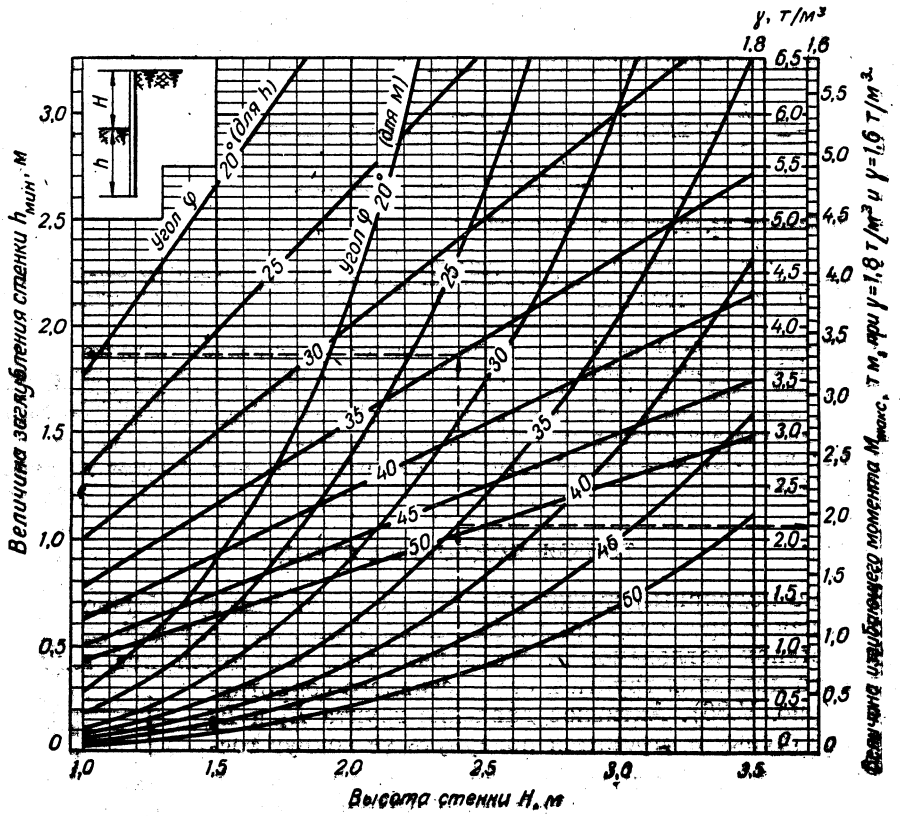


Рис. V.37. График для расчета тонких подпорных стенок.

При шпунтовой стенке из деревянных брусков толщиной 10 *см* напряжения при изгибе

$$\sigma_и = \frac{M}{m_и W} = \frac{227\,000 \cdot 6}{1{,}2 \cdot 100 \cdot 10^2} = 116 \text{ кг/см}^2 < R_и = 130 \text{ кг/см}^2.$$

ГЛАВА VI

СТЕНЫ

ТИПЫ ЗДАНИЙ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Тип здания определяется в основном несущей и ограждающей конструкциями, которые характеризуют также и степень индустриализации строительства.

Несущая конструкция воспринимает все нагрузки, действующие на здание: вертикальные — постоянная и временная (собственный вес элементов здания) и горизонтальные (давление ветра). Для несущей конструкции применяют материалы, обладающие такими основными строительными свойствами, как механическая прочность, влагостойкость и морозостойкость. Такими материалами обычно являются тяжелый и легкий железобетон и кладка из тяжелого и легкого искусственного и естественного камня. Легкие (пористые) материалы впитывают влагу, вследствие чего быстрее промерзают, выветриваются, теряют прочность, теплотехнические свойства и становятся малопригодными для несущих конструкций отапливаемых зданий.

Ограждающая конструкция изолирует помещения от колебаний температуры наружного воздуха, атмосферных осадков, внешних и внутренних шумов, т. е. обеспечивает нормальные эксплуатационные условия внутри здания. Материалы для ограждающих конструкций должны обладать теплотехническими и звукоизоляционными свойствами.

Для ограждающих конструкций целесообразно применение легких материалов, обладающих малой теплопроводностью и звукопроводностью,— пористых бетонов, искусственных и естественных камней малого объемного веса, а также изделий из асбоцемента, газо- и пеностекла, органических и волокнистых изделий и др. Стены из пористых материалов должны быть защищены от увлажнения снаружи здания и от паров влажного воздуха помещения.

Для элементов ограждающих конструкций широко применяют пластмассы, выполняющие тепло-, звуко- и влагоизоляционные функции.

Материалы для несущей и ограждающей конструкций принимаются в зависимости от назначения здания, его этажности и наличия материально-производственной базы. При этом проектировщик должен руководствоваться не только указанными соображениями, но также техническими условиями по экономному расходованию металла, цемента и леса и максимально использовать местные строительные материалы.

Задача проектировщиков и строителей состоит в том, чтобы создать условия, необходимые для ведения строительства индустриальными методами. Основной предпосылкой для индустриализации строительства является унификация размеров архитектурно-планировочной сетки осей (рис. VI.1), применение типовых секций и проектов, позволяющих максимально стандартизировать элементы конструкции.

Для унификации и стандартизации элементов сборных конструкций служит единая модульная система размеров, основанная на базе ус-

ловного единого размера — модуля М-100 *мм* *. Пространственная система (рис. VI.1, *б*) содержит модульные плоскости, отстоящие одна от другой на расстояния, кратные основному модулю, модульные линии — линии пересечения плоскостей и модульные точки — точки пересечения линий. Единая модульная система явля-

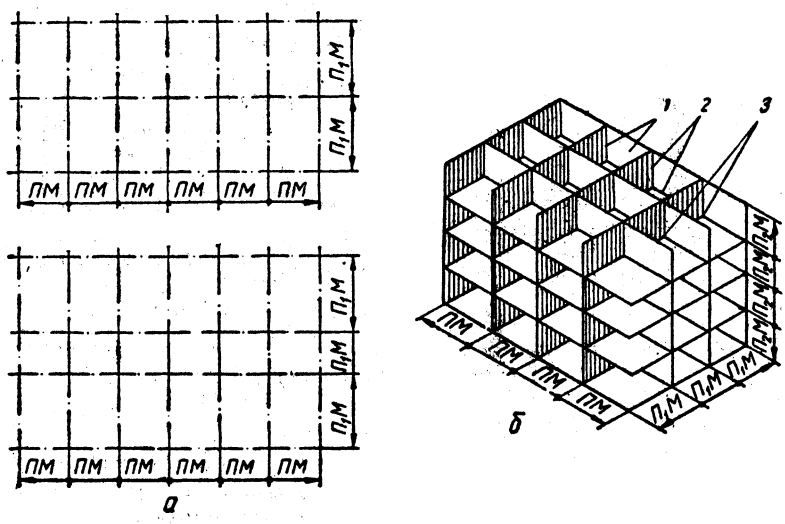


Рис. VI.1. Единая модульная система размеров:
а — двух- и трехпролетные планировочные сетки; *б* — пространственная система модульных; *1* — плоскостей; *2* — линий; *3* — точек.

ется обязательной при проектировании зданий, изготовлении строительных изделий и взаимном расположении элементов конструкций в здании. Она дает возможность увязывать размеры строительных изделий (элементов конструкций) с размерами здания.

Размеры пространственной модульной системы ПМ, $П_1М$ приняты кратными укрупненному модулю, равному для жилых зданий 300 *мм*, для общественных — 600 (табл. VI.1), а размер $П_2М$ по высоте здания — кратным укрупненному модулю 300 *мм*, равному высоте двух ступеней.

Высота этажей принимается: для жилых зданий 2,7—2,8 *м*; для школ, больниц и др. 3,3—3,6 *м*; для первого этажа, если в нем размещены торговые помещения, рестораны, кафе и др., высота *Н* увеличивается до 4,2 *м*.

Таблица VI.1

Размеры шага и пролета планировочной сетки гражданских зданий в *м*

Назначение зданий	Пролет	Шаг
Жилые дома	6,0; 5,7; 5,4; 5,1	6,0; 3,6; 3,3; 3,0; 2,7
Школы, больницы, детсады	6,4; 6,0; 4,5; 3,0	Расстояние между поперечными стенами

По несущей и ограждающей конструкциям и по степени индустриализации строительства различают следующие типы гражданских зданий: здания с массивными стенами, каркасные здания, здания из крупных панелей и здания из объемных элементов.

* СНиП II-А.4—62. Единая модульная система. М., 1962.

ЗДАНИЯ С МАССИВНЫМИ (КАМЕННЫМИ) СТЕНАМИ

Массивные стены зданий (рис. VI.2) возводятся из мелких камней весом 5—6 *кг*, из камней больших размеров весом 18—20 *кг* и из крупных камней — блоков, укладка которых производится с помощью подъемных механизмов

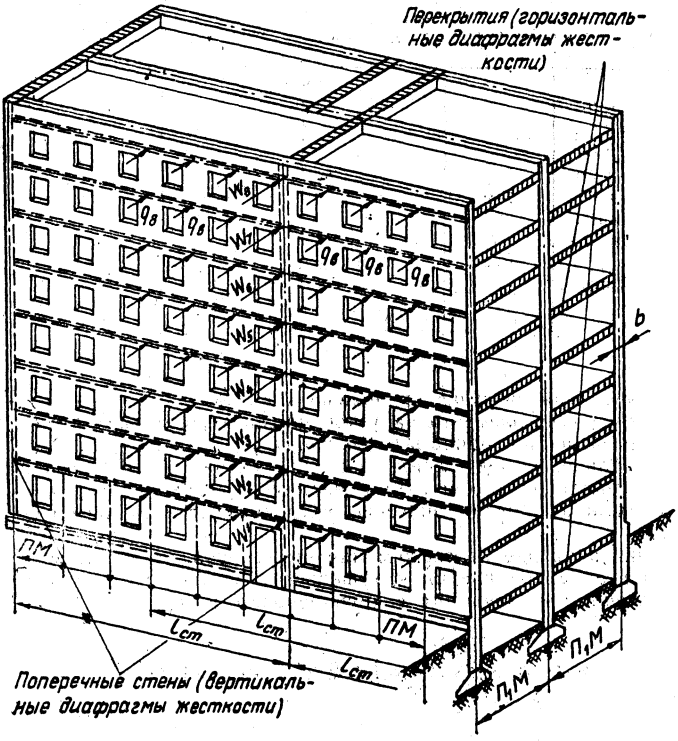


Рис. VI.2. Здание с массивными стенами.

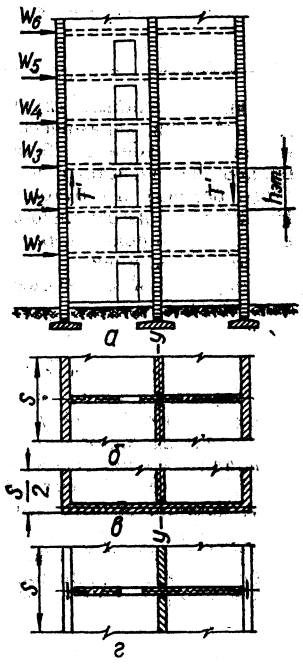


Рис. VI.3. Расчетная схема поперечной стены:

а — разрез; *б*, *в* — сечение при совместной работе с поперечными стенами; *г* — сечение при отсутствии совместной работы.

Массивные стены выполняют одновременно функции несущей и ограждающей конструкций. Они могут быть также самонесущими и ненесущими — навесными. Здания с массивными стенами обычно имеют ограниченное число этажей (10—12). При большем числе этажей, а также при перекрытиях с большими пролетами и большой временной нагрузкой массивные (каменные) стены из условий прочности получаются чрезмерно толстыми и экономически невыгодными. Кроме того, массивные стены не индустриальны.

Массивные стены вместе с перекрытиями образуют пространственную каменную коробку, которая воспринимает все действующие на здание вертикальные и горизонтальные нагрузки и обеспечивает ему прочность и устойчивость. Вертикальную нагрузку воспринимают несущие стены, простенки и столбы. Каждый из этих элементов рассчитывается самостоятельно на приходящуюся на него нагрузку в основном на центральное или внецентренное сжатие и на местную устойчивость (продольный изгиб столба, простенка в пределах этажа). Горизонтальную ветровую нагрузку воспринимает каменная коробка в целом.

При расчете на ветровую нагрузку каменная коробка рассматривается как вертикальная консольная балка, заделанная в фундамент и работающая под влиянием давления ветра на изгиб в поперечном на-

правлении как одно монолитное тело. Схема давления ветра на здание такова: ветровая нагрузка воздействует непосредственно на продольную стену (рис. VI.2); продольная стена, представляющая собой вертикальную многопролетную плиту, передает давление ветра на перекрытия; перекрытия в свою очередь — на поперечные стены, а поперечные стены — на фундаменты и далее на грунты основания.

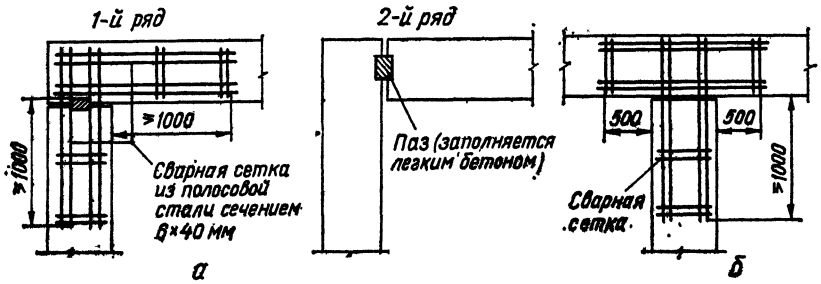


Рис. VI.4. Перевязка кладки из блоков:
а — в углах; *б* — в местах примыкания поперечных стен к продольным.

Таким образом, основными элементами, воспринимающими давление ветра, являются перекрытия, работающие на изгиб как горизонтальные балки большой жесткости — горизонтальные диафрагмы жесткости — и поперечные стены, работающие на изгиб, как вертикальные консоли — вертикальные диафрагмы жесткости. Чтобы каменная коробка могла работать на изгиб как пространственная консоль и воспринять давление ветра, необходима связь между поперечными и продольными стенами по линии их сопряжения, способная воспринять сдвигающие усилия T' (рис. VI.3, *а*), возникающие по линии сопряжения стен при изгибе.

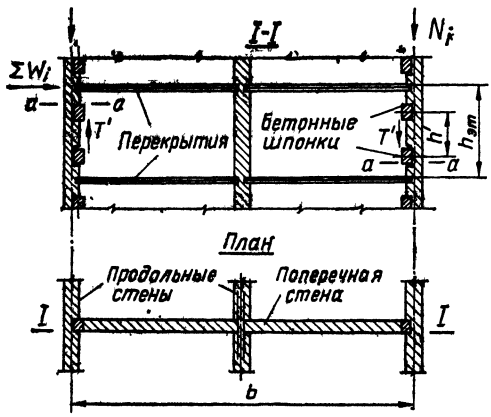


Рис. VI.5. Перевязка поперечных и продольных стен бетонными шпонками.

В кирпичных зданиях связь достигается перевязкой кладки; в зданиях из крупных блоков — перевязкой блоков с укладкой в горизонтальные швы по одной горизонтальной сетке на этаж (рис. VI. 4).

Связь продольных и поперечных стен может быть также осуществлена с помощью бетонных шпонок (рис. VI. 5), которые укладывают по две на этаж. Шпонки проверяют на срез по усилию T'; площадка *а—а* кладки проверяется на смятие, причем напряжения от усилия T' суммируются с напряжениями от вертикальной нагрузки N_i.

При наличии перевязки кладки поперечные стены работают на изгиб в своей плоскости совместно с примыкающими к ним отрезками продольных стен длиной *s*, образующими двутавровое или швеллерное сечение (см. рис. VI.3, *а*, *б*) с большими моментами инерции. Если перевязка кладки наружных продольных и поперечных стен отсутствует или эти стены соединены между собой только гибкими связями, работа про-

дольных стен не учитывается. Поперечные стены в этом случае работают как консольные балки прямоугольного сечения (см. рис. VI.3, *г*).

Перекрытия в зданиях с массивными стенами обычно выполняются из сборных железобетонных панелей (многопустотных, ребристых, шатровых). Панели укладываются поперек здания, замоноличиваются в швах, анкерятся в продольные стены, образуя жесткие горизонтальные диафрагмы, способные передать ветровую нагрузку на поперечные стены.

КАРКАСНЫЕ ЗДАНИЯ

Различают здания полной каркасной системы и неполной. Элементами каркаса являются сборные железобетонные стойки и ригели, образующие обычно плоские поперечные рамы В зданиях полной каркасной системы (рис VI 6) стойки размещаются в точках пересечения всех

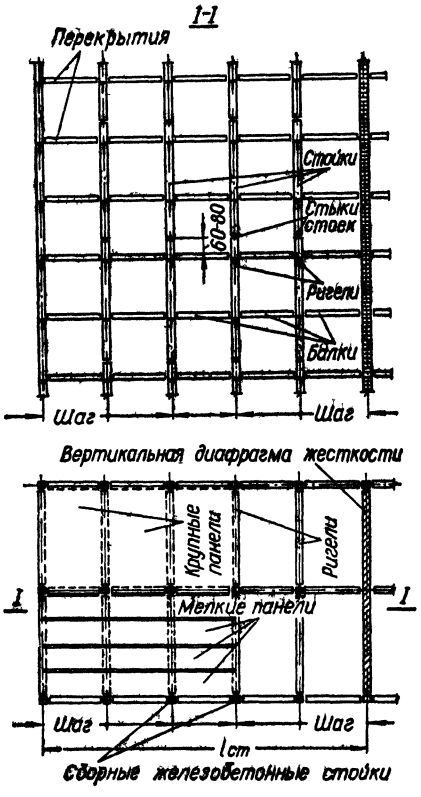


Рис. VI.6. Полный железобетонный сборный каркас.

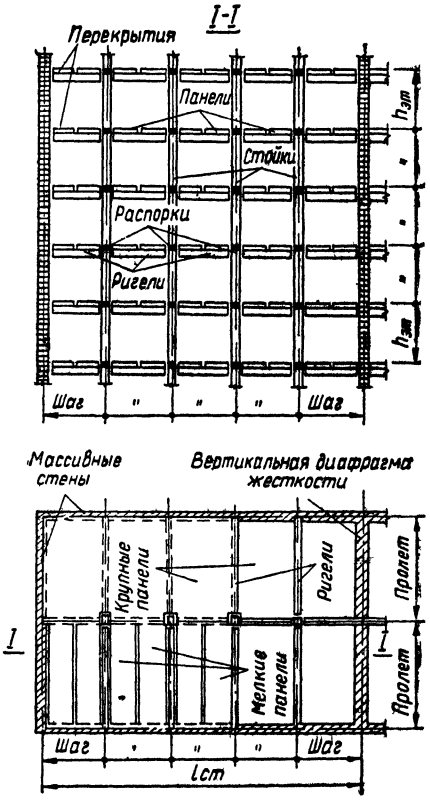


Рис. VI.7. Неполный железобетонный сборный каркас.

осей планировочной модульной сетки. В здания с неполной каркасной системой (рис. VI.7) стойки размещаются на пересечении внутренних продольных и поперечных осей планировочной сетки. Наружные стены зданий с неполным каркасом — обычно несущие массивные (каменные или из стеновых панелей).

Поперечные плоские рамы соединяются между собой вдоль здания распорками или прогонами, в зависимости от схемы передачи нагрузки, и создают полный или неполный (двух- или трехпролетный) простран-

ственный стержневой каркас — несущую конструкцию здания, воспринимающую всю вертикальную и горизонтальную нагрузки.

Вертикальная нагрузка передается на стойки каркаса. Каждая стойка работает на центральное или внецентренное сжатие от приходящейся на нее доли нагрузки. Горизонтальная (ветровая) нагрузка, приложенная к продольной стене, может быть воспринята одним из следующих способов:

а) перекрытиями и поперечными стенами — системой горизонтальных и вертикальных диафрагм жесткости, как в зданиях с массивными стенами. В этом случае каркас не участвует в восприятии горизонтальной нагрузки, и сопряжение ригелей со стойками в узлах каркаса принимается шарнирным — простым при сборке и надежным при передаче вертикальной нагрузки. Вертикальными диафрагмами жесткости могут служить поперечные каменные стены, железобетонные перегородки;

б) пространственным каркасом — стойки и риголи соединяются между собой в узлах монолитно и превращают каркас в пространственную раму, способную воспринимать как вертикальную, так и горизонтальную нагрузки и обеспечить зданию устойчивость в поперечном направлении.

В настоящее время каркасы многоэтажных гражданских зданий устраиваются, главным образом, с шарнирными узлами. Ветровая нагрузка передается на поперечные стены, которые размещаются на расстояниях, не превышающих $l_{ст}$, указанных в табл. VI.24. Стойки каркасов с шарнирными узлами работают на центральное сжатие. Это значительно упрощает конструкцию стыков, сопряжение ригелей в узлах и снижает расход арматуры стоек по сравнению со стойками рамного типа.

Каркасы с рамными узлами применяются в зданиях, где по технологическим или иным соображениям требуются большие помещения, которые мешают размещению поперечных стен — диафрагм жесткости.

Пространство между стойками наружных стен заполняется каменной кладкой из легких пористых материалов. При заполнении каркаса панелями здание рассматривается как каркасно-панельное. В этом случае панели выполняют функции только ограждения в отличие от крупнопанельных зданий, где панели являются также и несущей конструкцией

Для перекрытий применяются панели размером на комнату: шатровые, многопустотные, ребристые Панели укладываются по ригелям, замоноличиваются и работают в каркасах с шарнирными узлами не только на изгиб от вертикальной нагрузки, но и как горизонтальные диафрагмы, передающие ветровую нагрузку на вертикальные диафрагмы жесткости. Панели перекрытий связывают отдельные плоские рамы с вертикальными диафрагмами жесткости и создают несущую конструкцию пространственного каркаса здания. Ограждающей конструкцией при полном каркасе является заполнение; при неполном — обычно массивные несущие наружные стены.

Этажность зданий с полным каркасом теоретически не ограничена; с неполным каркасом — ограничена 10—12 этажами.

Расчет элементов каркаса с шарнирными узлами приведен в главе I; расчет каркаса с рамными узлами — в главе III.

БЕСКАРКАСНЫЕ КРУПНОПАНЕЛЬНЫЕ ЗДАНИЯ

Крупнопанельные здания монтируются из железобетонных стеновых панелей (рис VI.8) и панелей для перекрытий (рис. VI.9) размером на комнату. Панели соединяются между собой с помощью стальных

закладных деталей и образуют отдельные помещения — комнаты и пространственную несущую коробку здания (рис. VI 10). Самым ответственным местом является сопряжение панелей в стыках и поэтому требует особого внимания при проектировании и строительстве Заклад-

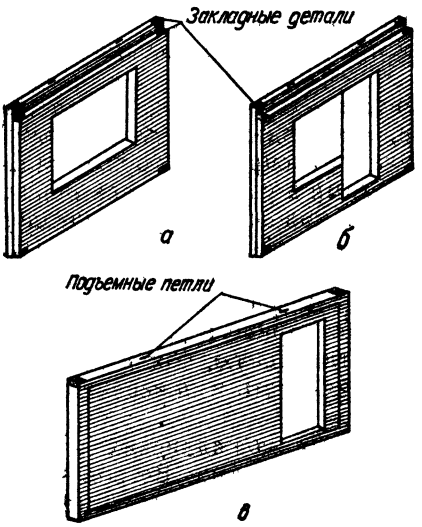


Рис VI.8. Панели для стен:
а, б — наружной продольной, *в* — поперечной

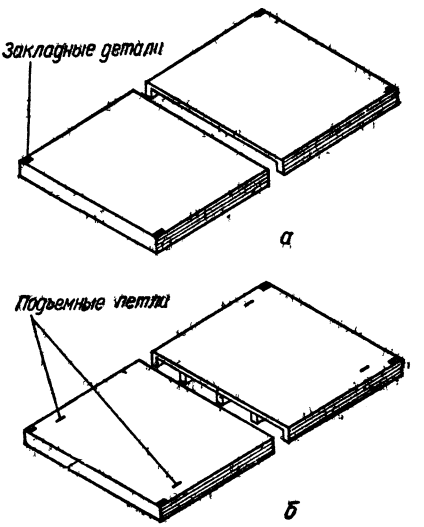


Рис. VI.9. Панели перекрытий:
а — щатровая; *б* — ребристая.

ные детали должны быть тщательно соединены электросваркой и омоноличены бетоном; что предохранит их от коррозии при эксплуатации здания *

В крупнопанельных зданиях помещения обычно имеют одинаковые размеры в продольном направлении

Этажность крупнопанельных зданий в настоящее время не превышает 20 этажей

Строительство таких домов требует высокой степени индустриализации и механизации.

В практике проектирования встречаются следующие конструктивные схемы крупнопанельных зданий с поперечными несущими стенами; с продольными несущими стенами; с опертыми по контуру панелями перекрытий (несущими являются продольные и поперечные стены) Для 4—5-этажных жилых зданий рекомендуются две последние схемы, для 8—9-этажных более рациональна первая схема

По конструкции различают панели наружных стен и внутренних стен

Панели наружных стен бывают однослойными и слоистыми.

Однослойные панели наружных стен выполняются из легкого или ячеистого бетона с объемным весом 800—1200 *кг/см*³ и толщиной $h = 20 \div 40$ *см*. Толщина панели определяется расчетом Она должна отвечать теплотехническим требованиям в соответствии с расчетной температурой наружного воздуха и требованиям прочности в

* Указания по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов. СН 312—65

Временные указания по антикоррозийной защите стальных закладных деталей и сварных соединений в крупнопанельных зданиях. СН 206—62.

зависимости от нагрузки и марки бетона. Однослойные легкобетонные панели наружных стен армируются сварными каркасами без расчета из стержней $d \geqslant 6$ *мм*. В панелях без проемов каркасы располагаются по ширине панели на расстоянии не более 1,4 *м* один от другого. В па-

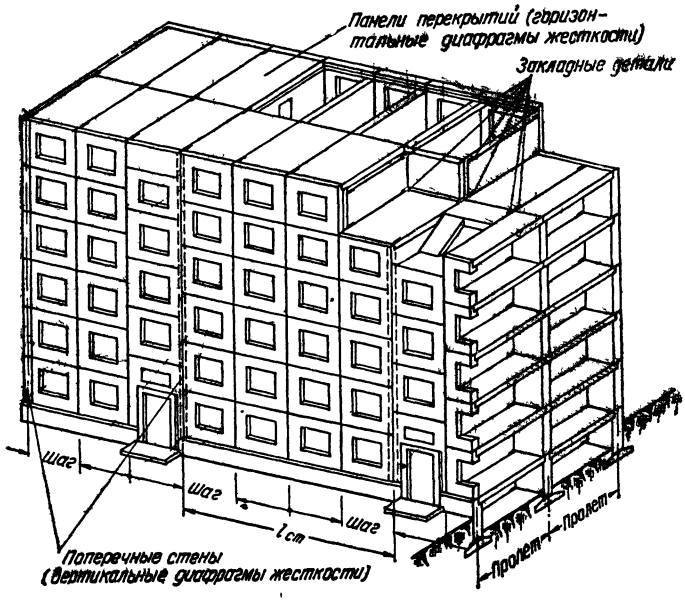


Рис. VI.10. Здание из крупных панелей.

нелях с проемами каркасы окаймляют панель и проем (рис. VI.11). Стержни каркасов, к которым привариваются закладные детали и подъемные петли, должны быть не менее 8 *мм*, а диаметр стержней арматуры перемычек и других ослабленных сечений определяют расчетом. Панели из ячеистых бетонов, кроме того, должны быть армированы

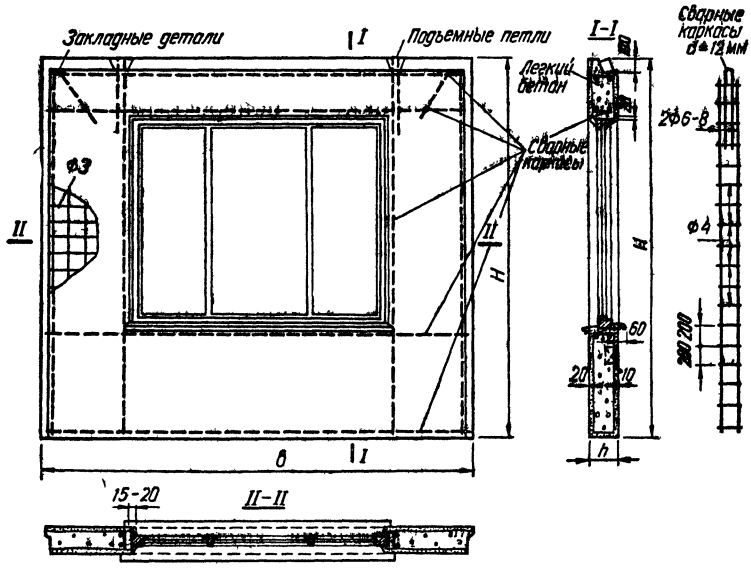


Рис. VI.11. Конструкция однослойной легкобетонной панели наружной стены.

сварными сетками (из стержней диаметром не менее 3 *мм* с ячейками 20×20 *см*), расположенными с двух сторон панели, для повышения их транспортабельности.

Слоистые панели наружных стен рекомендуются двухслойные с несущим ребристым или сплошным слоем из армированного тяжелого бетона и утепляющим слоем из теплоизоляционного легкого или ячеистого бетона (рис. VI. 12, *а*) и трехслойные из двух несущих железобетонных слоев и слоя утеплителя между ними (рис. VI. 12, *б*). Толщины слоев определяются расчетом. В двухслойной панели несущий слой рекомендуется располагать с внутренней стороны помещения. Сплошные и ребристые плиты двухслойных и трехслойных панелей армируются сварными сетками из стержней диаметром 3—4 *мм* с размерами ячеек 15×15 *см*, а ребра — сварными каркасами по расчету в несущих панелях и из стержней диаметром не менее 6 *мм* в ненесущих панелях.

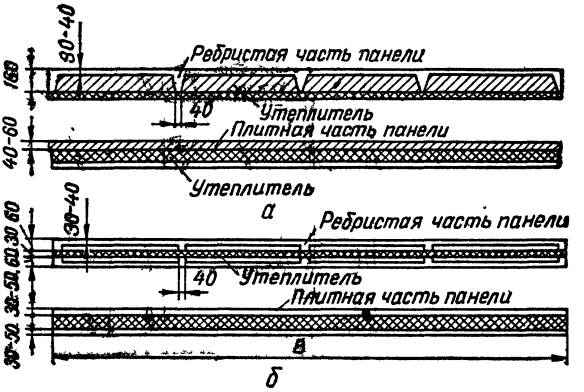


Рис. VI.12. Конструктивные схемы слоистых панелей:

а — двухслойная ребристая и плитная; *б* — трехслойная ребристая и плитная.

Однослойным панелям следует отдавать предпочтение перед слоистыми, так как они проще в изготовлении и надежнее в эксплуатации.

Стыки (вертикальные и горизонтальные) наружных стеновых панелей должны, кроме прочности, удовлетворять требованиям теплоизоляции, влаго- и воздухонепроницаемости. Заполнение вертикальных швов производится упругими прокладками, обладающими свойствами компенсаторов при температурных изменениях, и легким бетоном (рис. VI.13). Прокладки рекомендуется принимать шириной 4 *см*. Для

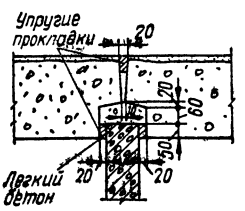


Рис. VI.13. Вертикальные стыки наружных стеновых панелей.

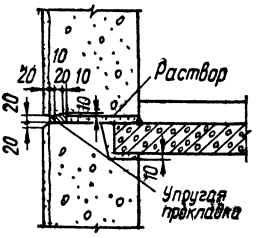


Рис. VI.14. Горизонтальные стыки наружных стеновых панелей.

защиты прокладки от солнечной радиации шов с фасада расшивается цементно-песчаным раствором пластичной консистенции. Вертикальные колодцы заполняются легким бетоном на мелком щебне с объемным весом 600—800 *кг/м*³ и прочностью на сжатие 25—30 *кг/см*².

Горизонтальные стыки наружных стеновых панелей выполняются также с упругой прокладкой, располагаемой вблизи наружной поверхности (рис. VI.14). Вертикальная нагрузка в шве передается через

раствор горизонтального шва, марка которого в четырех-, пятиэтажных домах должна быть не ниже 50; в восьми-, девятиэтажных — 100

Панели внутренних стен, как правило, устраиваются однослойными. Они являются несущими, если на них передается нагрузка от вышележащих этажей, и ненесущими, если воспринимают лишь собственный вес

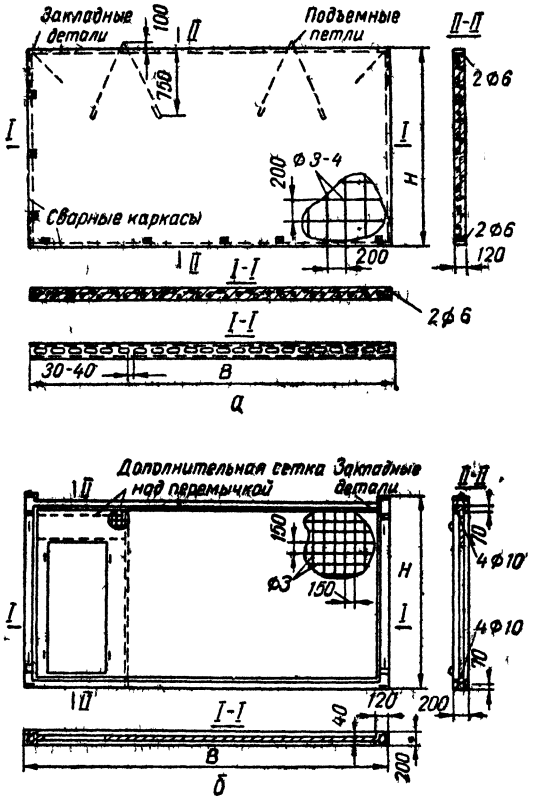


Рис. VI.15 Конструкции панелей несущих внутренних стен:
а — сплошной и с пустотами; *б* — с ребрами по контуру.

Несущие панели внутренних стен выполняются сплошными и пустотелыми (рис. VI 15, *а*) или с ребром по контуру (рис. VI 15, *б*) из тяжелого и легкого бетона марки 150—200. Армирование панелей должно производиться по расчету на эксплуатационные нагрузки. Сплошные панели армируются сварными каркасами по периметру панели и сварными сетками по середине. Отношение высоты H несущей панели к ее толщине h рекомендуется принимать следующее: из тяжелого бетона $\frac{l_0}{h} \leqslant 34$; из легкого бетона $\frac{l_0}{h} \leqslant 30$; из ячеистого бетона $\frac{l_0}{h} \leqslant 24$, где l_0 — расчетная высота панели, h — толщина панели.

Ненесущие панели — перегородки — могут выполняться из легких бетонов (ячеистых, силикатных) и гипсобетона со строго фиксированными закладными деталями и подъемными петлями.

Панели изготовляются в вертикальном положении в кассетных виброформах и в горизонтальном положении на вибропрокатных станах непрерывного действия Высокая механизация технологии производства (вибрирование, пропаривание) обеспечивает большую плотность, а следовательно, и прочность несущих панелей, а низкое водоцементное отношение — быстрое твердение изделий

Всю вертикальную и ветровую нагрузки в крупнопанельных зданиях воспринимает пространственная коробка. Вертикальная нагрузка передается на несущие стеновые панели, работающие на центральное сжатие; ветровая — на перекрытия и поперечные стены, работающие на изгиб в своих плоскостях и выполняющие роль горизонтальных и вертикальных диафрагм жесткости Схема передачи давления ветра на здание и работа коробки на эту нагрузку та же, что в зданиях с массивными стенами.

В крупнопанельных зданиях обычно отсутствует перевязка продольных и поперечных стен. Связь между ними осуществляется при помощи стальных закладных деталей, фиксирующих положение панелей между собой и сопротивляющихся взаимному сдвигу продольных и поперечных стен. Как было указано, закладные детали должны быть тщательно защищены от коррозии.

Панели рассчитываются на эксплуатационные нагрузки, а также на монтажные нагрузки, возникающие в процессе изготовления, транспортирования и сборки панелей.

Расчет панели должен производиться по несущей способности и по деформациям, если отношение расчетной длины панели к ее толщине $\frac{l_0}{\delta} > 24$ для панелей из тяжелого бетона и > 20 для панелей из легкого бетона.

Расчетную высоту панели наружной стены принимают равной высоте этажа, а внутренней — расстоянию между панелями перекрытия.

При расчете на монтажные нагрузки собственный вес панели умножают на коэффициент динамичности 1,5. Нагрузку от верхних этажей считают приложенной с монтажным эксцентриситетом $e = 1$ *см*, нагрузку от перекрытия над данным этажом — приложенной с фактическим эксцентриситетом.

За расчетную площадь сечения для многослойных панелей принимают только площадь железобетонной оболочки (стенки и ребер). Панели, армированные по конструктивным соображениям, рассчитываются как бетонные (СНиП II-В 1—62 *).

Если прочность утеплителя многослойной панели превышает 35 *кг/см*², разрешается учитывать его совместную работу с железобетонными элементами панели Расчет таких панелей производится по приведенной к более прочному материалу (бетону) площади сечения.

Сопротивление взаимному сдвигу стен оказывают также панели перекрытий. Они выполняют функции шпонок и воспринимают сдвигающие усилия T, если уложены в пазы продольных стен (рис VI 16). В этих случаях в расчетное сечение вертикальной диафрагмы жесткости включают непосредственно примыкающие к поперечной стене панели продольных стен, составляющие вместе двутавровое или швеллерное сечение в плане. При отсутствии связи между продольными и поперечными стенами ветровая нагрузка передается только на поперечные стены, образующие вертикальную диафрагму.

Закладные детали смежных панелей свариваются между собой соединительными деталями по мере монтажа здания. Закладными дета-

лями чаще всего служат обрезки уголков, втапливаемые в бетон заподлицо. Соединительными деталями обычно служат полосовая сталь (планки) и круглые стержни. Эти детали размещаются в толще растворных швов и соединяют между собой закладные детали панелей, сходящихся в узле — продольных и поперечных стен и перекрытий, так как наличие сварных соединений в толще наружной стены повышает опасность коррозии. В настоящее время применяются петлевые стыки панелей наружных стен с последующим замоноличиванием бетоном (рис. VI.16). Марка раствора горизонтальных швов принимается по расчету, но не менее марки, гарантирующей защиту стальных деталей от коррозии (М150).

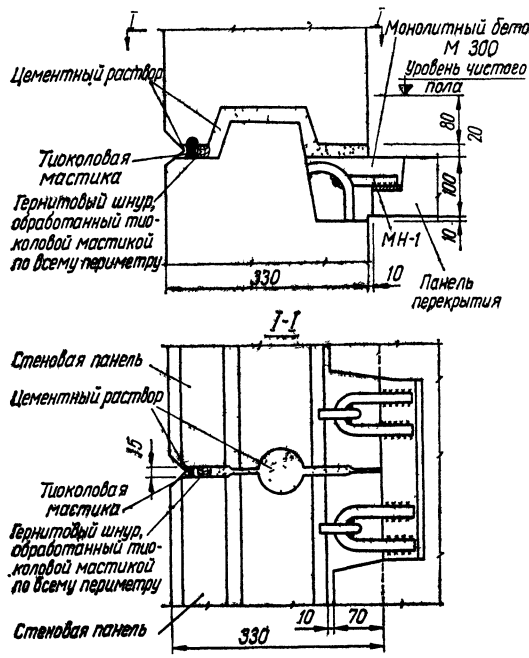


Рис. VI.16. Деталь узла, в котором сходятся панели наружной продольной стены, поперечной стены и перекрытия.

Итак, в крупнопанельных зданиях панели являются одновременно несущей и ограждающей конструкциями и в зависимости от выполняемых функций им придают соответствующую толщину, прочность, теплотехнические или звукоизоляционные свойства.

Для крупнопанельных зданий применяются также панели-рамки (рис. VI.17), предложенные проф. В. В. Михайловым. Стеновые панели-рамки размером на комнату представляют собой прямоугольные железобетонные предварительно напряженные (или без предварительного напряжения) плоские рамки, которые в зависимости от назначения заполняются пористым — легким бетоном или оставляются незаполненными. Из панелей-рамок в отличие от панелей-плит собирают пространственный стержневой сборно-монолитный каркас с рамными узлами (рис. VI.18), способный воспринять не только вертикальную, но и ветровую нагрузку, и обеспечить зданию устойчивость и прочность без помощи закладных деталей и без вертикальных диафрагм жесткости.

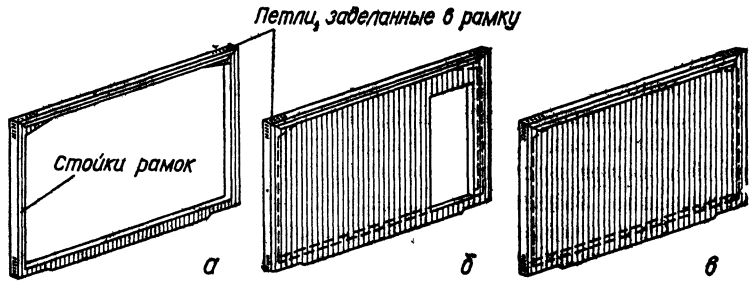


Рис. VI.17. Панели-рамки:
а — не заполненная бетоном; *б* — с дверным проемом; *в* — сплошь заполненная бетоном (глухая стенка).

Панели перекрытий укладываются по четвертям, устроенным в ригелях рамок. Заполнение рамок бетоном производится заподлицо со стойками и не мешает архитектурному оформлению помещений.

Рамно-панельные здания по сравнению со зданиями из панелей-плит имеют свои преимущества и недостатки.

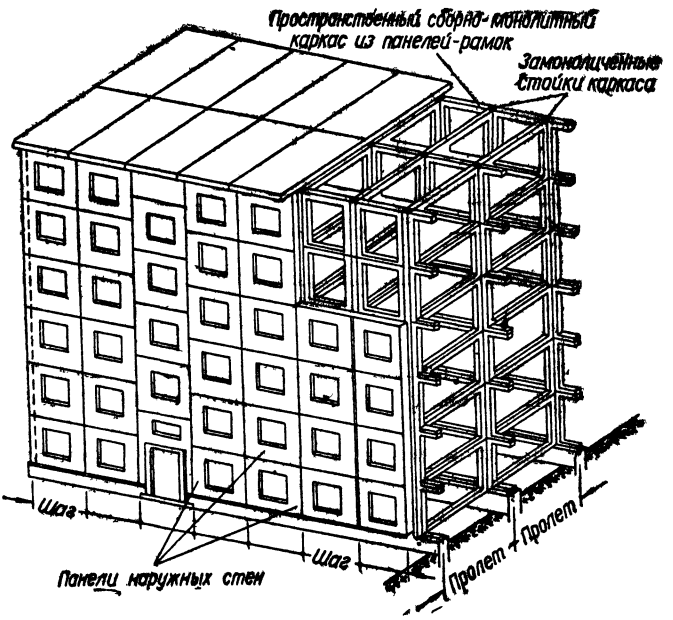


Рис. VI.18. Здание из крупных панелей-рамок.

К преимуществам относится то, что одна и та же панель-рамка, заполненная сплошь бетоном, служит межсекционной глухой стенкой (рис VI.17, *в*). Панель может также служить перегородкой (рис. VI.17, *б*), не заполненная бетоном рамка не стесняет внутренней плани-

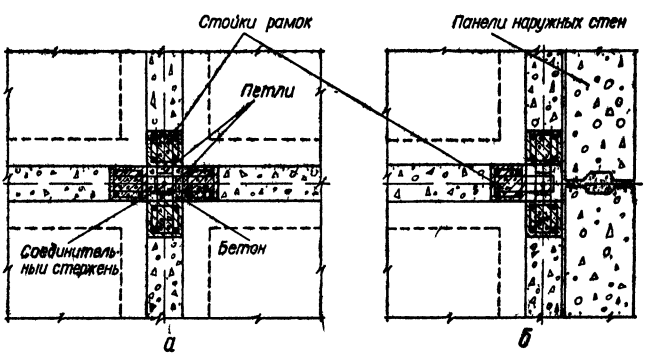


Рис VI. 19 Сечение сборно-монолитных стоек каркаса
а — крестовое, *б* — тавровое

ровки квартиры (рис VI.17, *а*), выполняя одновременно функции элемента пространственного каркаса. Это позволяет принимать длину помещений вдоль здания, равную двум и более шагам планировочной сетки.

Сопряжение панелей продольных и поперечных стен осуществляется простым и надежным способом — путем замоноличивания бетоном (на мелком щебне) стоек панелей, сходящихся в узлах на пересечении осей архитектурно-планировочной сетки. После поэтажного замоноличивания стоек панелей по высоте здания создаются сборно-монолитные многоэтажные стойки крестового сечения по осям внутренних стен (рис. VI.19, *а*) и таврового сечения по осям наружных стен (рис. VI.19, *б*).

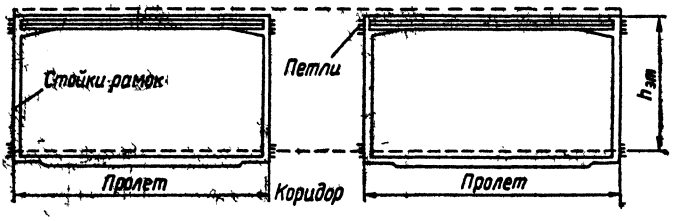


Рис VI 20. Поперечное сечение при коридорной системе планировки.

Жесткость узлов создают петли, заделанные по граням рамок при их изготовлении, и вертикальные стержни, пропущенные через петли до замоноличивания.

К недостаткам панелей-рамок следует отнести необходимость применения двух видов бетона — тяжелого высокой марки для рамок и пористого низкой марки для заполнения, что значительно усложняет технологию изготовления панелей.

Для общежитий, гостиниц и других зданий коридорной планировки рамки-панели в поперечном направлении расставляются одна от другой на некотором расстоянии (рис. VI.20), которое служит коридором.

Этажность рамно-панельных зданий может быть принята большей, чем этажность крупнопанельных зданий, так как несущей конструкцией здесь служит монолитный стержневой каркас, сечения элементов которого в нижних этажах могут быть соответственно увеличены.

ЗДАНИЯ ИЗ ОБЪЕМНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ — БЛОКОВ

Здания из объемных элементов собираются из блок-комнат на одну (рис. VI.21, *а*) или на две комнаты (рис. VI.21, *б*).

Блок-комнаты принимаются простыми по форме — обычно в виде шестиплоскостного параллелепипеда. Они офактурены изнутри и снаружи и расположены обычно поперек здания. Блок-комнаты изготовляются в монолите или из прокатных панелей, которые соединяются между собой закладными деталями. По технологии изготовления совместно бетонируются только пять плоскостей коробки Шестая плоскость приваривается к блоку в готовом виде. Наиболее целесообразными являются блок-комнаты типа «колпак» — из четырех стен и потолка с приваркой панели пола.

Вес блок-комнаты из одной комнаты составляет 10—12 *т*, из двух комнат 16—20 *т* в зависимости от размеров блока и объемного веса бетона. Чтобы уменьшить вес блока, его изготовляют из легких, но прочных бетонов, пластмасс и др Стенки толщиной 4—5 *см* армируются легкой сеткой Учитывая малую толщину стенок, большую их чувствительность к продольному изгибу и наличие в них проемов, стенки объемных элементов в местах сопряжения утолщаются, образуя вуты Вуты вместе с примыкающими к ним небольшими участками стен ар-

мируются по расчету и выполняют функции стоек — несущей конструкции. Ограждающей конструкцией являются наружные однослойные и двухслойные стены блок-комнат

Таким образом, блок-комнаты являются основными элементами — несущей и ограждающей конструкциями здания Они изготовляются на автоматизированных формовочных агрегатах или станах и имеют 85—90% заводской готовности. Возведение зданий из объемных элементов способствует значительному снижению стоимости и сокращению сроков строительства

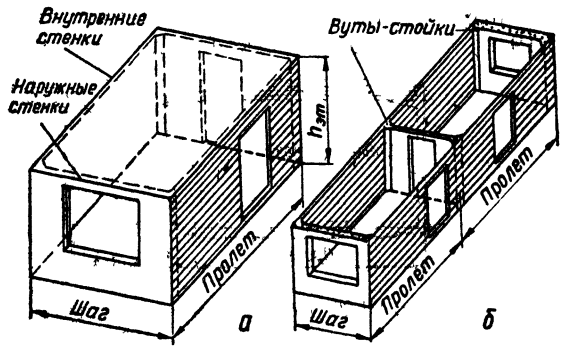


Рис VI 21 Объемные элементы (блок комнаты): *а* — из одной комнаты, *б* — из двух комнат.

Общая пространственная коробка здания (рис VI. 22) заданной этажности и различной планировки собирается из двух-трех типоразмеров блок-комнат в короткие сроки, исчисляемые днями. Одно- и двухкомнатные блок-комнаты соединяются между собой закладными деталями.

В статическом отношении общая пространственная коробка здания может быть рассмотрена как один вертикальный консольный стержень, заделанный в фундамент. Благодаря частому расположению

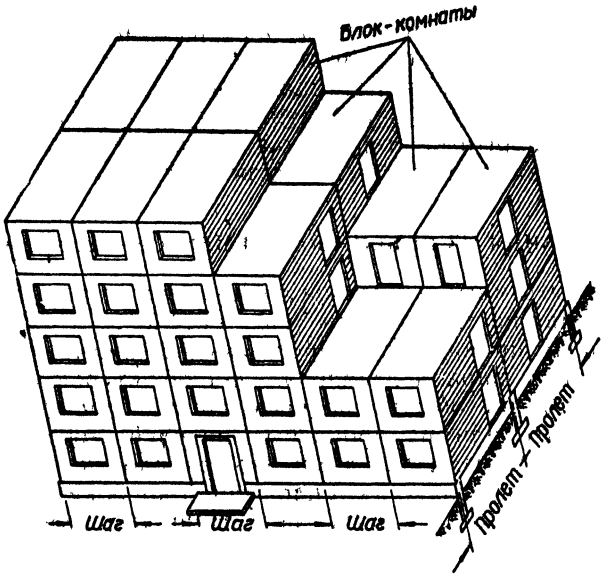


Рис. VI 22 Здание из объемных элементов — блок-комнат.

поперечных стен и перекрытий здание обладает большой жесткостью. Вертикальная нагрузка передается на фундамент вутами в углах коробки, работающих на сжатие, а горизонтальная воспринимается общей коробкой, обладающей большой жесткостью в поперечном направлении

Многие вопросы технологии изготовления блок-комнат и компоновки из них жилых ячеек выявляются и решаются в порядке экспериментального проектирования и строительства. Широкое внедрение объемного домостроения связано с преодолением некоторых трудностей — оснащения заводов оборудованием большей грузоподъемности, транспортными и монтажными механизмами.

КОНСТРУИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ С МАССИВНЫМИ СТЕНАМИ

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ МАССИВНЫХ СТЕН И ИХ СВОЙСТВА

Материалом для массивных стен обычно служат искусственные камни правильной формы (кирпич, керамические камни, кирпичные и бетонные блоки), а также естественные камни мягких пород (туф, ракушечник, мягкие известняки) и твердых пород (гранит, песчаник, твердые известняки и др.). Форма естественных камней зависит от степени обработки поверхностей после их добывания в карьере.

Основной характеристикой каменных материалов для несущих конструкций является прочность. Она оценивается маркой. Марка камня обозначает его предел прочности при сжатии и изгибе в *кг/см*². Показатели прочности камней правильной формы, установленные испытанием образцов, приведены в табл. VI.2. Предел прочности камня при растяжении значительно меньше, чем при центральном сжатии и составляет 5—16% марки камня.

Таблица VI.2

Прочность каменных материалов

Степень прочности	Марка	Виды
Высокая . . .	1000, 800, 600, 500, 400, 300	Тяжелые природные камни, клинкер
Средняя . . .	200, 150, 125, 100, 75, 50	Кирпич, керамические, бетонные и природные камни
Низкая	35, 25, 15, 10, 7, 4	Легкие бетонные и природные камни

Поэтому каменная кладка применяется, как правило, в элементах, работающих на центральное или внецентренное сжатие с малым эксцентриситетом.

Не менее важной характеристикой каменных материалов является влаго- и морозостойкость. Морозостойкость оценивается количеством циклов попеременного замораживания (при температуре не выше —15° в насыщенном водой состоянии) и оттаивания, после которых на поверхности материалов не должно быть видно следов повреждений — расслоения, трещин и др. Более влаго- и морозостойкими являются плотные каменные материалы, а также материалы с замкнутыми порами, так как влага, попавшая в незамкнутые поры, в зимнее время замерзает, увеличивается в объеме и разрушает камень. Требования по морозостойкости приведены в табл. VI.3. По морозостойкости камней и кладки устанавливается степень долговечности здания.

Основной характеристикой каменных материалов для ограждающих конструкций является теплопроводность. Теплопроводность каменных материалов уменьшается и теплотехнические показатели улучшаются по мере уменьшения их объемного веса. Малотеплопровод-

Таблица VI.3

Морозостойкость (Мрз) каменных материалов

Виды конструкций	Степень долговечности здания		
	I	II	III
Наружные стены или облицовка помещений:			
сухих и с нормальной влажностью	25	15	10
влажных	35	25	15
мокрых	50	35	25
Фундаменты и подземные части стен:			
из искусственных камней и бетона	35	25	15
из природных камней	25	15	15

Примечания: 1. Степени долговечности ограждающих конструкций по СНиП установлены следующие: I степень — со сроком службы более 100 лет; II — от 50 до 100 лет; III — 20—50 лет.

2. Требования морозостойкости могут быть повышены или понижены на одну ступень в случаях, приведенных в примечаниях к табл. 1, СНиП II-В. 2—62*.

ные материалы содержат либо большое количество мелких пустот, равномерно распределенных по объему камня (ракушечник, пористые бетоны), либо узких щелевых пустот, расположенных перпендикулярно к тепловому потоку в стене (щелевые керамические и бетонные камни, многодырчатый кирпич и другие эффективные легкие материалы). Такие материалы требуемой прочности должны применяться для кладки наружных стен отапливаемых зданий.

Кирпич. Кирпич строевой глиняный с давних времен является строительным материалом для возведения стен, столбов, арок, сводов и других элементов каменных конструкций. Обладая прочностью от 35 до 150 *кг/см*² и объемным весом 700—2000 *кг/см*³ (в зависимости от плотности), строевой кирпич может удовлетворять требованиям прочности, предъявляемым к несущим конструкциям (кроме кирпича марки 35), и теплотехническим требованиям, предъявляемым к ограждающим конструкциям.

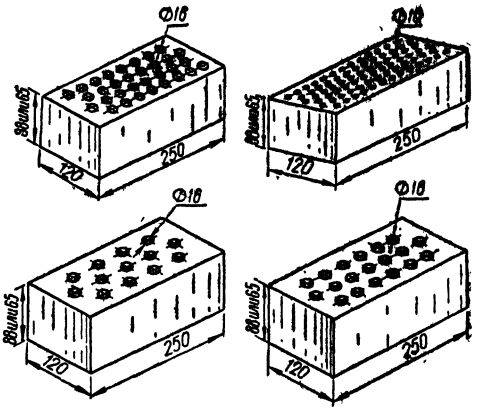


Рис. VI.23. Пустотелый кирпич.

Кирпич бывает сплошной и многодырчатый—пустотный (рис. VI. 23). Пустотность кирпича составляет от 8,5 до 22% в зависимости от числа дыр в одном кирпиче. Наличие в кирпиче пустот уменьшает его объемный вес и повышает теплотехнические свойства кладки. Наиболее эффективным является 78-дырчатый кирпич. Однако для его изготовления требуется высокопластичное, тщательно переработанное сырье. Виды кирпича и их основные характеристики — марка, морозостойкость и объемный вес приведены в табл. VI. 4.

Кирпич бывает глиняный пластического или полусухого прессования, силикатный, легковесный и шлаковый. Каждый вид кирпича имеет свой модуль упругости, причем модуль упругости обожженного кирпича пластического прессования значительно больше модуля упругости кир-

Таблица VI 4

Основные характеристики кирпича

Кирпич	Марки	Степень морозостойкости (не менее)	Объемный вес брутто в *кг/см*³
Глиняный обыкновенный (сплошной):			
пластического прессования . . .	150; 125; 100; 75	15	1700—1900
полусухого прессования . . .	150; 125; 100; 75	15	1800—2000
Глиняный пустотелый:			
пластического прессования . . .	150; 125; 100; 75; 50	15	Класс А до 1300; класс Б 1300—1450
полусухого прессования . . .	100; 75; 50	15	Не более 1500
Силикатный (сплошной)	150; 125; 100, 75	15	1800—2000
Легковесный	100; 75; 50	10	Класс А 700—1000 Класс Б 1000—1300 Класс В 1300—1450
Шлаковый (сплошной)	75; 50; 25	10	1200—1800

пича полусухого прессования Вследствие этого деформативность кирпича пластического прессования меньше деформативности кирпича полусухого прессования. Это учитывается при расчете на сжатие многослойных элементов, сложенных из различного вида кирпича.

Неодинакова также зависимость между деформациями и напряжением. Для глинистого обожженного кирпича она близка к линейной. Для силикатного же кирпича эта зависимость криволинейна. В силикатном кирпиче имеют место остаточные деформации.

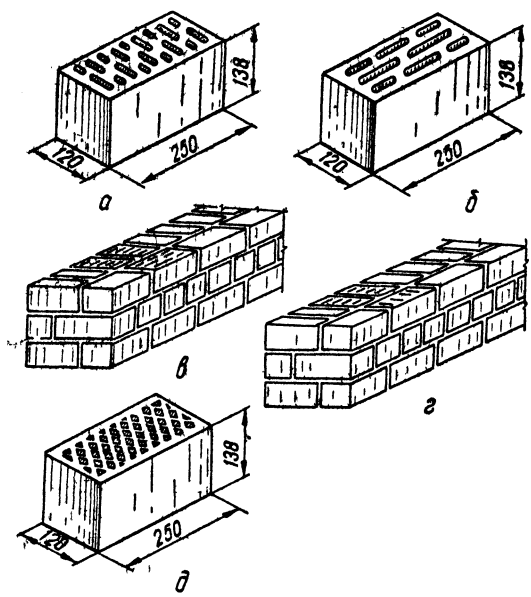


Рис. VI.24 Щелевые керамические камни для несущих стен.

Размеры поперечных сечений кирпичных столбов и простенков следует принимать кратными ширине кирпича 13 *см*, включая растворный шов.

Керамические камни. Керамические камни, как и кирпич, являются местным строительным материалом. Камни имеют пустоты — щели шириной 12 *мм*, составляющие 20—30% объема камня (рис. VI.24). Керамические камни выпускаются следующих марок по сечению брутто: 150; 100; 75 и 50. Пустоты, хотя и уменьшают рабочее сечение, но способствуют более совершенному (равномерному) обжигу камня, вследствие чего прочность керамических камней и кладки, из них на сжатие по сечению брутто может быть получена такой же, как из полнотелого кирпича.

Наличие пустот в камне создает такие преимущества уменьшается его объемный вес до 1000—1400 *кг/м*³ и повышаются теплотехнические качества кладки — термическое сопротивление. Поэтому тол-

щина стены отапливаемого здания может быть значительно уменьшена; кирпичная стена в 51 *см* из условий промерзания может быть заменена стеной из керамических пустотелых камней толщиной 38 *см*. Вследствие этого уменьшается вес стены и нагрузка на нижележащие конструкции. Керамика обладает также высокой влаго- и морозоустойчивостью, что позволяет использовать ее для облицовки наружных стен и как архитектурный элемент при оформлении фасада.

В элементах несущих конструкций камни укладываются таким образом, чтобы щели располагались вертикально — в направлении действия нагрузки. Раствор должен иметь соответствующую консистенцию, чтобы не попадал в щели и не ухудшал теплотехнические свойства кладки.

Сопротивление теплопередаче кладки из керамических камней зависит от направления щелей. Щели должны быть расположены перпендикулярно к тепловому потоку, т. е вдоль стены. Поэтому щели в камне размещаются. в тычковых рядах — по меньшему размеру камня (рис. VI.24, *а*); в ложковых — по большему размеру (рис. VI.24, *б*). Из таких двух видов камня может быть создана наиболее эффективная кладка (рис. VI 24, *в*).

На практике же более удобным представляется вести кладку из одного вида камня (рис. VI.24, *г*). В этом случае щели ложковых камней становятся вдоль теплового потока и оказывают несколько меньшее сопротивление теплопередаче.

На рис VI.24, *д* показан керамический камень с одинаковым тепловым сопротивлением в поперечном и продольном направлениях стены, применяемый в Польской Народной Республике.

Размеры керамических камней в плане равны размерам кирпича, а высота — примерно двум рядам кирпичной кладки. Это позволяет осуществлять перевязку кладки продольных и поперечных стен, выполненных из керамических камней и кирпича.

Крупные блоки. Крупные блоки, кирпичные и керамические блоки, изготовленные на заводе или стройдворе в лучших производственных условиях, чем кладка с подмостей, обычно имеют большую прочность при одинаковых марках камня и раствора Кроме того, при применении крупных кирпичных блоков уменьшается расход лесоматериалов на подмости, сокращаются до минимума мокрые процессы непосредственно на строительной площадке.

На прочность кладки из кирпичных блоков оказывает большое влияние качество монтажных швов — растворная постель. Монтажные швы должны иметь одинаковую толщину и одинаковую плотность по всей площади блока, что обеспечивает равномерную передачу давления на шов от вышележащей кладки.

Кирпичные блоки рекомендуется выполнять на поддонах, уложенных в строго горизонтальном положении Растворную постель наносят с помощью деревянной рамки, кромки которой выступают над нижним блоком на толщину шва — 1,5 *см*. До нанесения раствора поверхность блока смачивается водой, что улучшает расстилаемость раствора.

Марка раствора для монтажных швов должна быть на одну ступень выше марки раствора блоков

Расчетные сопротивления кладки из крупных кирпичных блоков принимаются равными расчетному сопротивлению кладки, если обеспечен систематический контроль за качеством материалов и изготовления блоков При этом необходим строгий надзор, чтобы в простенках и столбах (в особенности нижних этажей) не были уложены блоки меньшей прочности, чем предусмотрено проектом.

Бетонные камни изготовляются на гидравлических вяжущих и, в отличие от искусственных камней, изготовляемых из глины, не требуют обжига. Это обстоятельство весьма выгодно отличает бетонные камни от кирпича и керамических камней. Бетонные камни могут быть изготовлены любых размеров — от мелких камней до крупных блоков — и любой пустотности, между тем как размеры кирпича и керамических

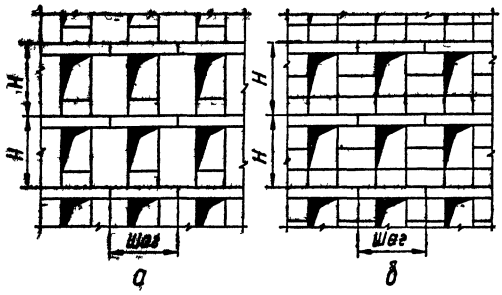


Рис. VI 25. Разрезка стены (раскладки блоков): *а* — двухрядная при кладке из бетонных блоков; *б* — трехрядная при кладке из кирпичных блоков.

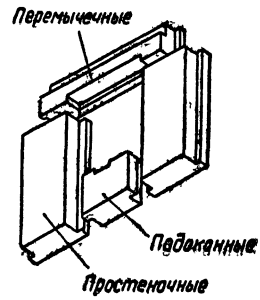


Рис. VI 26. Основные стеновые блоки двухрядной разрезки.

камней весьма ограничены вследствие больших деформаций, получаемых ими при обжиге. Кроме того, кладка из крупных блоков по сравнению с кладкой из мелких камней той же марки обладает большей прочностью.

Крупные бетонные блоки применяются для наружных и внутренних стен, санитарных узлов, цоколей, фундаментов и др. Блоки в зависимости от предъявляемых к ним требований (прочности, теплопроводности) изготовляются без пустот или с пустотами, из тяжелых и легких бетонов и разных марок — 50, 75, 100, 150, 200. Так, например, для несущих конструкций — фундаментов, стен подвалов и первых этажей многоэтажных зданий, к которым в основном предъявляются требования прочности,— применяются блоки из тяжелого бетона высоких марок, а блоки для ограждающих конструкций (утеплителей) — из легких бетонов низких марок.

Бетонные блоки должны быть офактурены, максимально укрупнены и увязаны с производственными возможностями их изготовления и степенью механизации строительства. Следует стремиться к тому, чтобы число типоразмеров было как можно меньше, раскладка блоков в стене (разрезка стены) — простой в монтаже, удовлетворяющей требованиям архитектуры и соответствующей номенклатуре бетонных блоков, выпускаемых заводом для строительства жилых и гражданских зданий.

Размеры блоков зависят от продольного шага стены (расстояния между осями окон) и разрезки стены. Существует несколько типов разрезки стен: двухрядная (рис. VI.25, *а*) при кладке из крупных бетонных блоков и трехрядная из кирпичных блоков (рис. VI.25, *б*).

Первый ряд имеет два типа весьма простых по своей форме блоков — простеночных (рис. VI.26), работающих на центральное или внецентренное сжатие от веса вышележащей части здания, и подоконных.

Простенок в четырехрядной разрезке обычно делится на три равные по высоте части.

Марка бетона для простеночного блока, а также его толщина принимаются в соответствии с положением блока по высоте здания и из теплотехнических соображений. Подоконные блоки, ненагруженные, обычно имеют одну и ту же толщину, независимо от этажности здания, и меньшую прочность.

Второй ряд в двухрядной и третий ряд в трехрядной разрезке состоят из одного типа блоков — перемычечных. Перемычечный блок имеет несколько более сложную форму, так как он снабжен четвертью для укладки панелей перекрытия. Перемычечный блок работает на сжатие в пределах простеночного блока и на изгиб — в пределах окна. Таким образом, для одного шага фасадной стены, кроме углового, есть три основных типоразмера.

Следует придерживаться одного принципа разрезки наружных и внутренних стен и совпадения их горизонтальных швов. Это позволяет перевязывать кладку в местах сопряжения продольных и поперечных стен, а в необходимых случаях — укладывать в горизонтальные швы металлические сетки.

Естественные камни мягких и твердых пород. Камни мягкой породы (туф, ракушечник и др.) обладают малым объемным весом и малой теплопроводностью — качествами, необходимыми для ограждающих конструкций. Они имеют малый предел прочности при сжатии и большую влагоемкость, поэтому применяются для кладки массивных стен зданий высотой до 4—5 этажей, а также как заполнители стен каркасных зданий любой этажности. Междуоконные простенки и столбы, несущие относительно большие нагрузки, обычно возводятся из более прочных материалов — кирпича, бетонных камней и др.

Камни мягких пород не могут применяться для стен подвалов, цоколей и в качестве облицовки. Весьма положительным свойством этих камней является то, что они легко обрабатываются пилой, а потому получаются правильной формы и требуемых размеров. Наружные стены из камней мягких пород защищаются от атмосферных осадков слоем штукатурки или облицовкой влагоустойчивыми плитами.

Естественные камни твердых пород (гранит, песчаник и др.) отличаются большим объемным весом, высокой прочностью, но большой теплопроводностью. Эти камни плохо удовлетворяют требованиям, предъявляемым к ограждающим конструкциям, вследствие чего в качестве материалов для кладки стен отапливаемых зданий применяются очень редко (обычно как местный строительный материал, причем для двух-, трехэтажных зданий).

Обладая высокой влаго- и морозоустойчивостью, гранит и песчаник успешно применяются для кладки фундаментов, стен подвалов, цоколей, подпорных стен и в качестве облицовки капитальных зданий.

Обработка камней твердых пород представляет собой весьма трудоемкий процесс, поэтому они часто применяются в том виде, в каком получаются при добывании, т. е. случайной формы и размеров (рваный бут). В тех случаях, когда необходимо повысить несущую способность, в особенности устойчивость элемента, камни с большей или меньшей тщательностью обрабатываются на две параллельные постели. Для облицовки стен камни обрабатываются более чисто и по всему периметру.

Раствор. Раствор скрепляет между собой отдельные камни, более равномерно распределяет усилия по постелям и уменьшает продуваемость кладки.

По роду вяжущих различают растворы цементные (цемент : песок), сложные (цемент : известь : песок; цемент : глина : песок) и известковые (известь : песок). Известь и глина в сложном растворе

являются пластификаторами, делающими раствор более пластичным, удобоукладываемым, легко расстилающимся по постели камня, что позволяет получить горизонтальные швы требуемой толщины.

По роду заполнителей растворы бывают тяжелые с объемным весом 1500 *кг/см*³ и более (на кварцевом песке) и легкие с объемным весом менее 1500 *кг/м*³ (на пемзовом песке, легких шлаках) и др.

Согласно СНиП II-В. 2—62* установлены марки растворов 200, 150, 100, 75, 50, 25, 10, 4 Марка раствора кладки назначается по расчету из условия прочности кладки с учетом требуемой морозостойкости (см. табл. VI.3). Минимальные марки камня и раствора для наружных стен зданий приведены в табл. VI.5.

Таблица VI.5

Каменные материалы и растворы для стен зданий

Материалы	Требуемые минимальные марки материалов при степени долговечности здания		
	I	II	III
Для наружных стен зданий с помещениями сухими и с нормальной влажностью (относительная влажность до 60%)			
Камни бетонные всех видов:			
сплошные	75	50	35
пустотелые	50	35	35
Кирпич пустотелый и легковесный			
пустотелый полусухого прессования	75	50—75	35—50
пустотелый пластического прессования (дырчатый и пористо-дырчатый)	50	50	50
пористый	—	75	35
трепельный	—	75	35—50
Кирпич глиняный обыкновенный:			
пластического прессования	75	50	50
полусухого прессования	100	75	75
силикатный	75	75	75
шлаковый	—	75	25
Камни керамические с пустотами			
вертикальными	75	75	50
горизонтальными	50	35	35
Камни природные			
$\gamma > 1600$ *кг/м*³	100	50	35
$\gamma < 1600$ »	25	15	7
Растворы			
цементно-известковые	10	10	4
цементно-глиняные	25	10	4
известковые	—	4	4
Для наружных стен зданий с влажными помещениями (относительная влажность 60—75%)			
Камни легкобетонные сплошные	—	—	75
Камни бетонные из тяжелого бетона $\gamma > 1800$ *кг/м*³, за исключением камней на топливном шлаке			
сплошные	100	75	50
пустотелые	75	50	35
Кирпич глиняный пустотелый (дырчатый, пористо-дырчатый) и пористый пластического прессования	—	—	75
Кирпич глиняный обыкновенный пластического пресования	150	100	75
Кирпич силикатный	—	200	100
Камни природные			
$\gamma > 1600$ *кг/м*³	200	150	100
$\gamma < 1600$ »	100	75	50

Продолжение табл. VI.5

Материалы	Требуемые минимальные марки материалов при степени долговечности здания		
	I	II	III
Растворы:			
цементно-известковые	25	25	10
цементно-глиняные	25	25	25
известковые	—	—	4
Для наружных стен зданий с мокрыми помещениями, а также открытых водонасыщенных конструкций зданий и сооружений, подвергающихся воздействию атмосферных осадков			
Камни бетонные, сплошные из тяжелого бетона $\gamma > 1800$ *кг/м*³, за исключением камней на топливном шлаке	150	100	75
Кирпич глиняный обыкновенный пластического прессования	200	150	100
Камни природные тяжелые	300	200	150
Растворы:			
цементно-известковые	50	25	10
цементно-глиняные	50	50	25

Примечания: 1. При защите стен влажных и мокрых помещений с внутренней стороны пароизоляционным или гидроизоляционным слоем и при наружной облицовке стен помещений сухих и с нормальной влажностью, а также цоколей зданий плитами толщиной не менее 35 *мм* требуемые минимальные марки материалов могут быть снижены на одну ступень

2. Минимальные марки камней, указанные в таблице, не распространяются на природные и грунтовые каменные материалы, достаточная долговечность которых подтверждена на опыте прошлого строительства в условиях данного района в аналогичных конструкциях. Такие материалы могут применяться по местным техническим условиям.

ПРОЧНОСТЬ КЛАДКИ ПРИ СЖАТИИ

Неармированная кладка

Каменная кладка, выполненная из камней правильной геометрической формы, в основном зависит от прочности камня и раствора, перевязки вертикальных швов и размеров камня. При этом, как показали исследования, сопротивление кладки при сжатии R составляет незначительный процент от прочности камня. Так, расчетное сопротивление кладки из кирпича или из пустотелых камней марки 100 равно 6—18 *кг/см*² (в зависимости от марки раствора), т. е. составляет 6—18% (см. табл. VI.6); для бутовой кладки, в особенности из рваного камня, это отношение еще меньше (5—10%). Объясняется это следующими причинами.

1. При определении прочности камня давлению подвергается полное его сечение, так как поверхности камня при испытании предварительно выравниваются. Между тем, камни в кладке не имеют абсолютно гладких постелей, и в горизонтальных швах соприкасаются между собой не полным сечением, а отдельными точками (рис. VI.27). Вследствие этого камни в кладке под влиянием нагрузки подвергаются не только сжатию, но одновременно изгибу и срезу, что снижает расчетное сопротивление кладки по сравнению с прочностью камня. Поэтому чем ровнее горизонтальные поверхности (постели) камня, тем меньше они подвергаются местному изгибу и срезу и тем прочнее кладка.

2. Раствор в горизонтальных швах служит прокладкой, смягчающей неравномерность передачи давления в кладке. Но раствор неоднороден и при расстилании его по постели: в отдельных ее точках скопляется то большее, то меньшее количество вяжущих, заполнителей или воды, т. е. создается слой различной прочности, жесткости и влажности. Такой раствор обеспечивает непродуваемость кладки, но слабо устраняет неравномерность передачи давления по постели, так как давление концентрируется на участках с более жестким раствором. Не исчезают также причины возникновения усилий, которые изгибают и срезают отдельные камни кладки. Поэтому чем однороднее раствор, тем более равномерно происходит передача давления в горизонтальных швах, а значит, прочнее кладка.

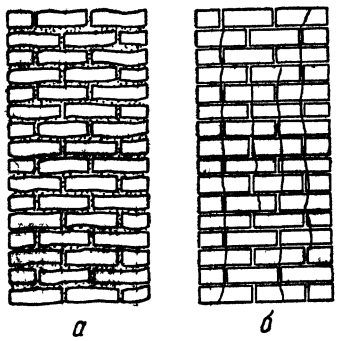
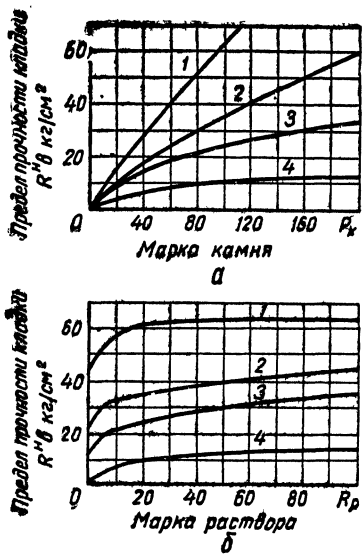


Рис. VI.27. Деформация кладки:
а — изгиб камня в кладке из кирпича; *б* — расслаивание кирпичной кладки при больших напряжениях.

3. На прочность кладки оказывает также влияние неодинаковая деформативность камня и раствора. Как известно, кладка под влиянием нагрузки сжимается в направлении действия силы и расширяется в поперечном направлении. При этом слои камня, обладающие обычно большим модулем упругости, чем раствор, должны были бы получать меньшее поперечное расширение, а раствор — большее. Однако оба слоя связаны между собой силами трения и сцепления и, работая совместно, получают одинаковое по величине расширение. Вследствие этого между слоями камня и раствора возникает взаимодействие сил, влияющее на проч-



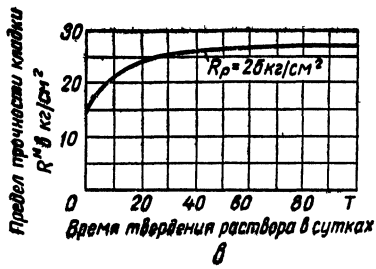


Рис. VI.28. Кривые зависимости прочности кладки R от:
а — марки камня R при растворе марки 25 для кладки из сплошных бетонных камней при высоте ряда *1* — 50 *см*, *2* — 18—35 *см*; *3* — 5—15 *см*, *4* — из бута, *б* — марки раствора R при камне марки 100 для кладки *1* — из сплошных бетонных блоков, *2* — из сплошных бетонных камней, *3* — из кирпича, *4* — из бута, *в* — длительности твердения раствора *T*.

ность кладки *. Так, под влиянием поперечного расширения в кладке возникают горизонтальные напряжения (растяжения в камне и сжатия в растворе), которые при достижении определенных величин расслаивают кладку на отдельные вертикальные части — столбики, теряющие устой-

* С. А. Семенцов. Каменные конструкции. М., Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953.

чивость при меньших нагрузках, чем столб полного сечения. Вот почему прочность кладки (при заданной марке камня) растет с увеличением марки раствора и уменьшением его толщины.

4. Перевязка вертикальных швов придает кладке монолитность, препятствует преждевременному расслаиванию ее на отдельные тонкие столбики при сжатии, значительно улучшает работу кладки и увеличивает ее несущую способность. Перевязка предусматривает смещение вертикальных швов кладки одного по отношению к другому на $^1/_4$—$^1/_2$ длины камня.

5. На прочность кладки при сжатии оказывают влияние и размеры камня, толщина швов, время твердения растворов и другие факторы. Так, чем крупнее камни, тем больше их момент сопротивления изгибу и площадь среза при прочих равных условиях и тем меньше число горизонтальных швов, способствующих поперечным деформациям кладки. Однако при решении вопроса о размерах камня приходится руководствоваться также производственными соображениями — удобством обращения с камнем при ручной кладке, наличием на стройке монтажных механизмов и др. Чем меньше толщина швов и чем большую прочность успел набрать раствор, тем (при одинаковой марке камня) меньше поперечные деформации раствора и прочнее кладка. Зависимость между прочностью кладки и прочностью камня и раствора приведена на графике (рис. VI.28).

Из изложенного следует, что несущая способность элемента (столба, простенка) зависит от прочности кладки. Вот почему напряжения в кладке не должны превышать расчетных сопротивлений R кладки. Появление трещин, если они возникают в результате перенапряжения кладки на сжатие, недопустимо, так как каменная кладка является материалом хрупким, малодеформативным. При появлении в кладке трещин элемент обычно является аварийным и дальнейшее развитие трещин протекает без увеличения нагрузки и, как правило, приводит к разрушению элемента.

Трещины, возникающие вследствие перенапряжения кладки при сжатии или срезе, не следует смешивать с трещинами, которые иногда

Таблица VI.6

Расчетные сопротивления R в *кг/см²* сжатию кладки из кирпича всех видов, керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 *мм* и других камней при высоте ряда кладки 50—150 *мм* на тяжелых растворах

Марка кирпича или камня	Марка раствора							Нулевая прочность раствора
	100	75	50	25	10	4	2	
300	33	30	28	25	22	18	17	15
200	27	25	22	18	16	14	13	10
150	22	20	18	15	13	12	10	8
125	20	19	17	14	12	11	9	7
100	18	17	15	13	10	9	8	6
75	15	14	13	11	9	7	6	5
50	—	11	10	9	7	6	4	3,5
35	—	9	8	7	6	4,5	4	2,5

Примечание. Расчетные сопротивления кладки снижаются путем умножения на коэффициенты: 0,85 — на жестких цементных растворах (без добавок глины или извести), на легких растворах и на известковых растворах в возрасте до 3 месяцев; 0,9 — на цементных растворах без извести с органическими пластификаторами.

появляются в стенах в результате неравномерных осадок фундаментов. Такие трещины, если они проходят вдали от угла здания и делят стену по длине на части, каждая из которых самостоятельно устойчива, не являются аварийными и не представляют опасности для стены. Но и здесь необходимы соответствующие мероприятия по прекращению дальнейших деформаций.

Расчетные сопротивления кладки определяются как произведение (с округлением) нормативных сопротивлений на коэффициенты однородности k и условий работы элемента m. Величины расчетных сопротивлений кладки, сложенной из различных видов и марок камня и раствора, приведены в табл. VI.6—VI.13.

Таблица VI.7

Расчетные сопротивления $R_в$ в *кг/см*² сжатию виброкирпичной кладки заводского изготовления на тяжелых растворах

Марка кирпича	Марка раствора				
	150	100	75	50	25
200	42	38	35	31	24
150	34	31	29	26	21
125	31	29	26	24	19
100	27	25	23	21	17
75	22	21	20	18	15

Примечания: 1. Расчетные сопротивления сжатию виброкирпичных панелей и блоков толщиной 25 *см* и более принимаются с коэффициентом 0,85.

2. Расчетные сопротивления, приведенные в таблице, относятся к участкам кладки шириной не менее 40 *см*. Для самонесущих и ненесущих стен допускается применение панелей с простенками шириной менее 40 *см*, но не менее 32 *см*; при этом расчетное сопротивление кладки принимается с коэффициентом 0,8.

3. Технология вибрирования кладки определяется специальными техническими условиями.

Таблица VI.8

Расчетные сопротивления кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению $R_р$ в *кг/см*², растяжению при изгибе $R_{р.и}$ срезу $R_{ср}$ и главным растягивающим напряжениям при изгибе $R_{гл}$ по перевязанному сечению при разрушении кладки по кирпичу или камню

Вид напряженного состояния	Марка камня								
	200	150	100	75	50	35	25	15	10
Осевое растяжение $R_р$	2,5	2	1,8	1,3	1	0,8	0,6	0,5	0,3
Растяжение при изгибе $R_{р.и}$ и главные растягивающие напряжения $R_{гл}$	4	3	2,5	2	1,6	1,2	1	0,7	0,5
Срез $R_{ср}$	10	8	6,5	5,5	4	3	2	1,4	0,9

Примечания: 1. Расчетные сопротивления осевому растяжению, растяжению при изгибе и главным растягивающим напряжением отнесены ко всему сечению разрыва кладки.

2. Расчетные сопротивления срезу по перевязанному сечению отнесены только к сечению кирпича или камня в сечении (площадь сечения нетто) за вычетом вертикальных швов.

Таблица VI 9

Расчетные сопротивления R в *кг/см²* сжатию кладки из сплошных бетонных камней и природных камней пиленых или чистой тески при высоте ряда кладки 200—300 *мм*

Марка камня	Марка раствора									Нулевая прочность раствора
	200	150	100	75	50	25	10	4	2	
1000	130	125	120	115	110	105	95	85	83	80
800	110	105	100	95	90	85	80	70	68	65
600	90	85	80	78	75	70	60	55	53	50
500	78	73	69	67	64	60	53	48	46	43
400	65	60	58	55	53	50	45	40	38	35
300	53	49	47	45	43	40	37	33	31	28
200	40	38	36	35	33	30	28	25	23	20
150	33	31	29	28	26	24	22	20	18	15
100	25	25	23	22	20	18	17	15	13	10
75	—	—	19	18	17	15	14	12	11	8
50	—	—	15	14	13	12	10	9	8	6
35	—	—	—	—	10	9,4	8,5	7	6	4,5
25	—	—	—	—	8	7,5	6,5	5,5	5	3,5

Примечания: 1. Расчетные сопротивления кладки из шлакобетонных камней на шлаках от сжигания бурых и смешанных углей снижаются путем умножения на коэффициент 0,8.

2. Кладку стен из гипсобетонных камней допускается применять только для сооружений VI степени долговечности. Расчетные сопротивления этой кладки принимаются по таблице с умножением на коэффициенты: 0,7 — для кладки наружных стен в районах с сухим климатом; 0,5 — для кладки наружных стен в прочих районах, 0,8 — для кладки внутренних стен

3. К величинам расчетных сопротивлений кладки из сплошных камней, приведенным в табл. VI 9, вводятся дополнительные коэффициенты:

0,8 — для кладки из камней, изготовленных из безавтоклавного ячеистого бетона и крупнопористого бетона;

0,9 — то же, при камнях из автоклавного ячеистого бетона всех марок и силикатного бетона марки выше 300,

1,1 — то же, при камнях из тяжелого бетона и природного камня ($\gamma_{об}$ = 1800 *кг/м³*).

Таблица VI 10

Расчетные сопротивления R в *кг/см²* сжатию кладки из крупных бетонных сплошных блоков и блоков из природного камня пиленых или чистой тески при высоте ряда кладки 500—1000 *мм*

Марка бетона или камня	Марка раствора			Нулевая прочность раствора
	50 и выше	25	10	
1000	165	158	145	113
800	138	133	123	94
600	114	109	99	73
500	98	93	87	63
400	82	77	74	53
300	65	62	57	44
250	57	54	49	38
200	47	43	40	30
150	39	37	34	24
100	27	26	24	17
75	21	20	18	13
50	15	14	12	8,5
35	11	10	9	6
25	7,5	7	6,5	4

Примечания: 1. Расчетные сопротивления кладки из крупных блоков высотой более 1000 *мм* принимаются по таблице с коэффициентом 1,1.

2. К величинам расчетных сопротивлений кладки из крупных блоков, приведенным в таблице, вводятся дополнительные коэффициенты (0,8 — для кладки из блоков, изготовленных из ячеистого бетона и крупнопористого бетона; 0,9 — для кладки из блоков из цементного ячеистого бетона и силикатного бетона марки выше 300); 1,1 — для кладки из блоков из плотного тяжелого бетона и тяжелого природного камня $\gamma_{об} > 1800$ *кг/м*³.

3. Для крупных блоков из природных камней в таблице за марку камня принимается временное сопротивление сжатию в *кг/см*² кубов с размером ребер 200 *мм*.

4. Расчетные сопротивления сжатию кладки из пустотелых блоков принимаются по таблице с умножением на коэффициент

$$K_1 = \frac{F_{нт}}{F_{бр}} \mu_1 \mu_2,$$

где $F_{нт}$ и $F_{об}$ — площади сечения за вычетом пустот (площадь нетто) и включая пустоты (площадь брутто);

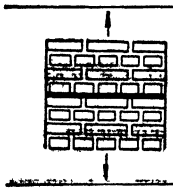
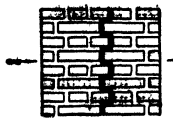
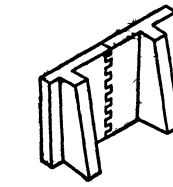
μ_1 — коэффициент снижения прочности блока, зависящий от технологии его изготовления, формы и размера пустот и устанавливаемый испытанием блока. При отсутствии опытных данных коэффициент μ_1 принимается равным

$$\mu_1 = \frac{F_{нт}}{F_{бр}},$$

μ_2 — коэффициент снижения прочности кладки из пустотелых блоков, принимаемый равным: 1 — при пустотности до 20%; 0,9 — при пустотности от 21 до 30%; 0,8 — при пустотности более 30%.

Таблица VI.11

Расчетные сопротивления кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению $R_р$, растяжению при изгибе $R_{р.и}$ срезу $R_{ср}$ и главным растягивающим напряжениям при изгибе $R_{гл}$ в *кг/см*² при разрушении кладки по горизонтальным и вертикальным швам

Эскизы	Вид напряженного состояния	Марка раствора				
		50 и выше	25	10	4	2
	Осевое растяжение $R_р$ по неперевязанному сечению для кладки всех видов (нормальное сцепление)	0,8	0,5	0,3	0,1	0,05
	То же, по перевязанному сечению для кладки из камней правильной формы	1,6	1,1	0,5	0,2	0,1
	То же, для бутовой кладки	1,2	0,8	0,4	0,2	0,1
	Растяжение при изгибе $R_{р.и}$ по неперевязанному сечению для кладки всех видов и по косой штрабе (главные растягивающие напряжения при изгибе $R_{гл}$)	1,2	0,8	0,4	0,2	0,1
	То же, по перевязанному сечению для кладки из камней правильной формы	2,5	1,6	0,8	0,4	0,2
	То же, для бутовой кладки	1,8	1,2	0,6	0,3	0,15
	Срез $R_{ср}$ по неперевязанному сечению для кладки всех видов (касательное сцепление)	1,6	1,1	0,5	0,2	0,1
	То же, по перевязанному сечению для бутовой кладки	2,4	1,6	0,8	0,4	0,2

Примечания: 1 Расчетные сопротивления принимаются с коэффициентами: 1,25— для вибрированной кирпичной кладки из глиняного кирпича при расчете на осевое растяжение, растяжение при изгибе, срез и главные растягивающие напряжения при разрушении кладки по швам, 0,75 — для невибрированной кладки на жестких цементных растворах без добавки глины или извести; 1,25 — для кладки из дырчатого и щелевого кирпича и пустотелых бетонных камней.

2. Расчетные сопротивления отнесены ко всему сечению разрыва или среза кладки, перпендикулярному к направлению усилия.

3. При отношении глубины перевязки к высоте ряда кладки менее единицы расчетные сопротивления кладки растяжению осевому и растяжению при изгибе по перевязанным сечениям для кладки из камней правильной формы принимаются равными величинам, указанным в таблице, умноженным на отношение глубины перевязки к высоте ряда.

4. Расчетные сопротивления кладки из обычного силикатного кирпича принимаются по таблице с коэффициентом 0,7, а кладки из силикатного кирпича, изготовленного с применением мелких (барханных) песков, принимаются по экспериментальным данным. При расчете по раскрытию трещин расчетные сопротивления растяжению при изгибе $R_{ри}$ кладки из всех видов силикатного кирпича принимаются по таблице.

5. При отношении глубины перевязки к высоте ряда кладки менее единицы расчетные сопротивления кладки растяжению осевому и растяжению при изгибе по перевязанным сечениям для кладки из камней правильной формы принимаются равными величинам, указанным в табл. VI.11, умноженным на отношение глубины перевязки к высоте ряда.

6. Расчетные сопротивления кладки из обычного силикатного кирпича принимаются по табл. VI.11, с коэффициентом 0,7, а кладки из силикатного кирпича, изготовленного с применением мелких (барханных) песков, принимаются по экспериментальным данным. При расчете по раскрытию трещин расчетные сопротивления растяжению при изгибе $R_{ри}$ кладки из всех видов силикатного кирпича принимаются по табл. VI.11.

7. В рабочих чертежах зданий с несущими и самонесущими стенами, а также для кладки заполнения каркасов, проектируемых для сейсмических районов, в соответствии с требованиями СНиП II-А. 12—62 должна быть указана величина $R_p^н$ (нормативное сопротивление осевому растяжению по неперевязанным швам, т. е. нормальное сцепление).

Контроль фактической прочности сцепления в кладке таких стен зданий, возводимых в сейсмических районах, является обязательным и должен производиться в соответствии с требованиями «Указаний по определению прочности сцепления в кирпичной кладке» (СН 381—67).

Таблица VI.12

Расчетные сопротивления R в *кг/см*² сжатию кладки из природных камней низкой прочности правильной формы (пиленые и чистой тески)

Вид кладки	Марка камня	Марка раствора				Нулевая прочность раствора
		25	10	4	2	
Из природных камней при высоте ряда до 150 *мм*	25	6	4,5	3,5	3	2
	15	4	3,5	2,5	2	1,3
	10	3	2,5	2	1,8	1
	7	2,5	2	1,8	1,5	0,7
То же, 200—300 *мм*	25	7,5	6,5	5,5	5	3,5
	15	5	4,5	3,8	3,5	2,5
	10	3,8	3,3	2,8	2,5	2
	7	2,8	2,5	2,3	2	1,2
	4	—	1,5	1,4	1,2	0,8

Примечание. Кладку стен из сырцового кирпича и других грунтовых камней допускается применять только для сооружений III и IV степени долговечности. Расчетные сопротивления этой кладки принимаются по таблице с умножением на коэффициенты: 0,7 — для кладки наружных стен в районах с сухим климатом; 0,5 — для кладки наружных стен в прочих районах; 0,8 — для кладки внутренних стен.

Таблица VI.13

Расчетные сопротивления R в *кг/см*² сжатию кладки из пустотелых бетонных камней при высоте ряда 200—300 *мм*

Марка камня	Марка раствора							Нулевая прочность раствора
	100	75	50	25	10	4	2	
100	20	18	17	16	14	13	11	9
75	16	15	14	13	11	10	9	7
50	12	11,5	11	10	9	8	7	5
35	—	10	9	8	7	6	5,5	4
25	—	—	7	6,5	5,5	5	4,5	3

Примечание. Расчетные сопротивления кладки из шлакобетонных камней на шлаках от сжигания бурых и смешанных углей в кусках, а также кладки из гипсобетонных камней снижаются согласно примечаниям к табл. VI.9.

Расчетные сопротивления кладки, приведенные в табл. VI.6—VI.13, умножаются на коэффициент условий работы $m_k=0{,}8$, если площади поперечного сечения $F \leqslant 0{,}3$ *м*²; при расчете неармированных сетчатой арматурой элементов круглого сечения, выполняемых из обыкновенного (не лекального) кирпича, — на коэффициент $m_k=0{,}6$.

Армированная кладка

Прочность каменной кладки повышается, если ее армировать металлическими стержнями. Существуют два вида армирования: поперечное (косвенное), состоящее из стальных сеток, укладываемых в горизонтальные швы кладки (рис. VI.29), и продольное — из продольных стержней, устанавливаемых в вертикальные швы внутри кладки (рис. VI.30,*б*) или снаружи (рис. VI.30,*а*) вдоль усилия сжатия и связанных между собой хомутами диаметром не более 6 *мм*. Расстояние между хомутами принимается: при расположении стержней внутри

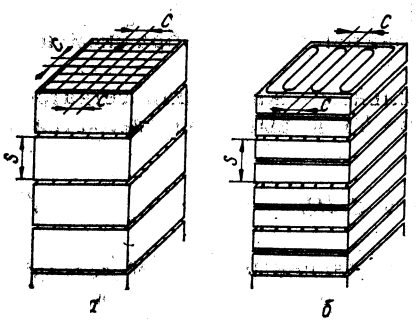


Рис. VI.29. Кладка столба, армированная: *а* — прямоугольными сетками; *б* — сетками «зигзаг».

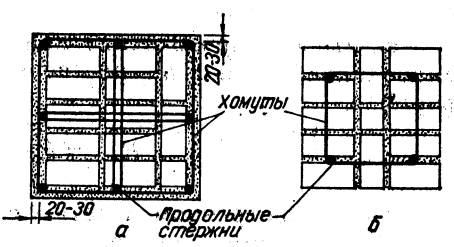


Рис. VI.30. Продольное армирование кладки: *а* — наружное расположение стержней; *б* — внутреннее расположение стержней.

кладки — не более 25 d; при расположении стержней снаружи кладки — не более 15 d (где d — диаметр продольных стержней). Хомуты укладывают в горизонтальные швы и защищают слоем раствора толщиной 20 *мм* при нормальной влажности и 30 *мм* при большой влажности помещения.

Кладку стен, как правило, не армируют, так как толщины стен, принятые из условий устойчивости и промерзания, в большинстве случаев удовлетворяют также требованиям прочности при сжатии. Напряжения в кладке стен нижних этажей, возникающие при этих толщинах, обычно не превышают 7—9 *кг/см*², что позволяет производить кладку из камня средних марок и на таких же растворах. Однако междуоконные простенки и столбы часто получаются больших размеров, чем это требуется по архитектурным или конструктивным соображениям. В этих случаях для увеличения несущей способности столбов и простенков кладку последних армируют.

Армирование каменной кладки горизонтальными сетками (косвенной арматурой) предложено проф. В. П. Некрасовым. Металлические сетки воспринимают поперечные растягивающие усилия, возникающие в кладке при продольном сжатии, препятствуя ее поперечному расширению и расслаиванию в вертикальной плоскости. Этим увеличивается сопротивление кладки и несущая способность элемента. Сетки укладываются по расчету в каждом ряду или через несколько рядов, но не реже чем через пять рядов кирпичной кладки (375 *мм*). При расположении сеток реже чем через пять рядов армирование рассматривается как конструктивное. Диаметр стержней прямоугольных сеток более 5 *мм* принимать не следует, так как это вызывает утолщение швов кладки. Кроме того, при большем диаметре стержней в местах их пересечения создаются жесткие узлы, вызывающие местные перенапряжения кладки, раскалывающие камни. Чтобы избежать образования жестких узлов, рекомендуется применять сетки «зигзаг» с диаметром стержней от 3 до 8 *мм* (см. рис. VI.29, *б*).

Сетки «зигзаг» укладываются в двух смежных рядах с взаимно перпендикулярным направлением стержней. Две уложенные таким образом сетки равноценны одной прямоугольной.

Для предохранения арматуры от коррозии марка раствора должна быть для наружных простенков не ниже 50, для внутренних столбов — не ниже 25.

При больших гибкостях элемента ($l_0 : h > 15$) и при больших эксцентриситетах приложения сжимающей силы ($e_0 > 0{,}33\,y$) армирование кладки горизонтальными сетками становится нецелесообразным и работа арматуры не учитывается.

Расчетное сопротивление при центральном сжатии для сетчато-армированной кладки на растворе марки 50 и выше определяется по формуле

$$R_{а.к} = R + \frac{2R_а}{100}\,\mu \leqslant 2R. \qquad \text{(VI.1)}$$

При внецентренном сжатии с малым эксцентриситетом $e_0 \leqslant 0{,}45\,y$ и сетчатом армировании расчетное сопротивление определяется по формулам:

при тавровом сечении

$$R_{а.к.и} = R + \frac{2R_а}{100}\,\mu\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \leqslant 2R, \qquad \text{(VI.2)}$$

при прямоугольном сечении

$$R_{а.к.и} = R + \frac{2R_а}{100}\,\mu\left(1 - \frac{4e_0}{h}\right) \leqslant 2R, \qquad \text{(VI.3)}$$

где R — расчетное сопротивление неармированной кладки в *кг/см*², принимаемое по табл. VI.6—VI.13;

$R_а$ — расчетное сопротивление арматуры в *кг/см²*, принимаемое по табл VI.14;

μ — процент армирования, представляющий: для сетчатого армирования — отношение объемов арматуры к кладке $\mu = \frac{V_а}{V_к} 100$; для продольного армирования — отношение площадей арматуры к кладке $\mu = \frac{F_а}{F_к} 100$;

e_0 — эксцентриситет относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения, в *см*;

y — расстояние от центра тяжести сечения до края в сторону эксцентриситета в *см*;

h — высота сечения в *см*.

Таблица VI.14

Расчетные сопротивления арматуры $R_а$ в *кг/см²* в армированной кладке

Вид конструкций	Сталь класса А-I и Ст 3	Сталь класса А-II	Обыкновенная арматурная проволока
С сетчатой арматурой	1500	—	1800
С продольной арматурой в кладке и комплексных конструкциях:			
поперечная арматура	1900	2400	2500
отогнутая арматура и хомуты	1700	2150	1750
Для конструкций, усиленных обоймами:			
поперечная арматура	1500	1900	1800
продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обойму	430	—	—
то же, при передаче нагрузки на обойму с одной стороны	1300	—	—
то же, при передаче нагрузки с двух сторон	1900	—	—
Анкеры и связи в кладке:			
на растворе марки 25 и выше	1900	2400	2500
на растворе марки 10—4	1050	1350	1800

Примечание. Расчетные сопротивления других видов арматурной стали принимаются не выше чем для стали класса А-II или соответственно обыкновенной арматурной проволоке

Максимальный процент армирования μ, при котором $R_{а.к} = 2R$, приведен в табл. VI.15.

Таблица VI.15

Максимальные величины μ

Вид арматуры	Марка кладки					
	10	15	20	25	30	35 и выше
Сталь марки Ст. 3 и класса А-I	0,34	0,51	0,68	0,85	1,00	1,0
Обыкновенная арматурная проволока	0,22	0,42	0,56	0,70	0,84	1,0

Минимальный процент армирования, учитываемый в расчете, должен составлять не менее 0,1.

Если прочность раствора менее 50 *кг/см*², формулы (VI.1), (VI.2) и (VI.3) принимают соответственно вид:

$$R_{а.к} = R + \frac{2R_а}{100} \cdot \mu \frac{R}{R_{50}}; \qquad \text{(VI.1, а)}$$

$$R_{а.к\ и} = R + \frac{2R_а}{100} \cdot \mu \frac{R}{R_{50}} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right); \qquad \text{(VI.2, а)}$$

$$R_{а.к.и} = R + \frac{2R_а}{100} \cdot \mu \frac{R}{R_{50}} \left(1 - \frac{4e_0}{h}\right); \qquad \text{(VI.3, а)}$$

где R — расчетное сопротивление кладки при принятой марке раствора;
R_{50} — расчетное сопротивление кладки при растворе марки 50.

Местное сжатие (смятие)

Кладка стен в местах опирания элементов, выполненных из более прочных материалов (железобетонные и металлические стойки, столбы из более высоких марок кладки — рис. VI. 31, *а*, *б*, *д*; балки, прогоны, фермы — рис. VI. 31, *в*, *г*) испытывает местное сжатие — с м я т и е по площади $F_{см}$. Сопротивление кладки при местном смятии $R_{см}$ больше сопротивления кладки R при равномерном по всему сечению сжатии. Объясняется это тем, что ненагруженная часть кладки оказывает сопротивление поперечному расширению нагруженной части и этим повышает прочность кладки последней.

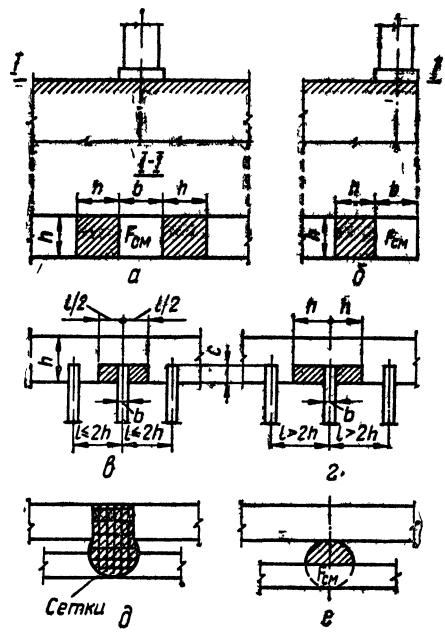


Рис VI.31 Местное сжатие (смятие) кладки:
а, *б* — под столбами; *в*, *г* — под концами балок; *д*, *е* — при сложном сечении.

Расчетное сопротивление кладки при местном сжатии (смятии) $R_{см}$ определяют по формулам:

$$R_{см} = \gamma R; \qquad \text{(VI.4)}$$

$$\gamma = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} \leqslant \gamma_1, \qquad \text{(VI.5)}$$

где R — расчетное сопротивление при центральном сжатии в *кг/см*², принимаемое по таблицам VI.6—VI.13;
γ_1 — коэффициент, зависящий от материала кладки, места приложения и типа нагрузки (см. табл. VI.6 и VI.32);
$F_{см}$ — площадь сечения, на которую передается нагрузка, в *см*²;
F — условная расчетная площадь смятия в *см*².

Условная расчетная площадь принимается равной: при местной нагрузке по всей толщине стены (рис. VI.31, *а*)

$$F = (b_{см} + 2h)\,h;$$

при местной краевой нагрузке по всей толщине стены (рис. VI.31, *б*)

$$F = (b_{см} + h)\,h;$$

Таблица VI.16

Коэффициенты γ_1

Вид кладки	Тип нагрузки			
	1; 2; 3 (рис. VI. 32 *а, б, в*)		4; 5 (рис. VI. 32 *г, д*)	
	местная	сумма местной и основной	местная	сумма местной и основной
Из вибрированных кирпичных панелей и блоков, керамических камней и крупных бетонных блоков (кроме блоков из ячеистого и крупнопористого бетона), из бутобетона и бута	1,5	2	1,2	1,5
Из блоков, изготовленных из ячеистого и крупнопористого бетонов, из природных камней	1,2	1,5	2	1,2
Из кирпича и обыкновенных бетонных камней	2	2	1,2	1,5

Примечания: 1. В случае, если нагрузка приложена к кладке из кирпича или керамических камней у края или у угла элемента на узкой площадке, имеющей длину менее длины одного кирпича, разрешается принимать величину γ_1, равную при длине площади смятия 25 *см* — по таблице, а при длине площади смятия 12 *см* и менее $\gamma_1=1{,}5$ для одной местной нагрузки и $\gamma_1=2$ для суммы местной и основной нагрузок. При промежуточных длинах площади смятия значение γ_1 принимается по интерполяции.

2. При приложении нагрузки к кладке на свежем или на замороженном растворе в момент его оттаивания для всех видов кладок коэффициенты γ_1 принимаются как для кладки из блоков, изготовленных из ячеистого и крупнопористого бетонов.

при нагрузке кладки концами балок, когда $l \leqslant 2h$ (рис. VI.31, *в*)

$$F = ct;$$

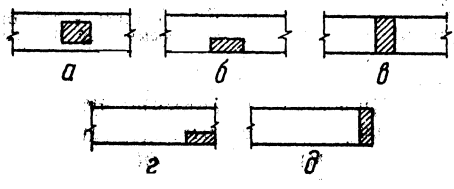


Рис. VI.32. Схемы приложения нагрузок при расчете на местное сжатие:
а — тип 1; *б* — тип 2; *в* — тип 3; *г* — тип 4; *д* — тип 5.

когда $l > 2h$ (рис. VI.31, *г*)

$$F = c\,(b_{см} + 2h);$$

при сложной форме сечения (рис. VI.31, *д, е*), если не обеспечена связь между участками, в расчетную площадь включается только загруженный участок (рис. VI.31, *е*).

КОЭФФИЦИЕНТ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

Коэффициент продольного изгиба φ для материалов с постоянным (в пределах пропорциональности) модулем упругости (сталь, дерево) зависит от гибкости элемента λ. Для каменной кладки, так же как и для бетона и железобетона, модуль упругости которых представляет переменную величину, коэффициент продольного изгиба φ зависит не только от величины λ, но и от упругих свойств материалов — в основном

от раствора Поэтому коэффициент продольного изгиба φ для элементов каменных конструкций представляет собой функцию гибкости $\frac{l_0}{r}$ или $\frac{l_0}{h}$ и упругой характеристики кладки α (табл VI.17).

Таблица VI 17

Значения упругой характеристики α

Вид кладки	Марка раствора				Нулевая прочность раствора
	200—25	10	4	2	
Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и тяжелого природного камня ($\gamma_{об} >$ > 1800 кг/м³)	1500	1000	750	750	500
Из тяжелых природных и цементных бетонных камней и бута	1500	1000	750	500	350
Из крупных блоков, изготовленных из легкого бетона, силикатного бетона, из автоклавного ячеистого бетона, крупнопористого бетона на легких заполнителях, легкого природного камня	750	750	500	500	350
Из керамических камней и кирпича глиняного пластического прессования обыкновенного и пустотелого, легкобетонных камней и легких природных камней	1000	750	500	350	200
Из кирпича силикатного	750	500	350	350	200
Из кирпича глиняного полусухого прессования обыкновенного и пустотелого	500	500	350	350	200

Примечания: 1 При определении коэффициентов продольного изгиба для гибкости $\frac{l_0}{h} < 8$ (или $\frac{l_0}{r} < 28$) разрешается принимать величины упругой характеристики α для кладки из кирпича всех видов как для кладки из кирпича пластического прессования

2. Приведенные в таблице значения упругой характеристики α для кладки из глиняного и силикатного кирпича распространяются на виброкирпичные панели и блоки

3 Упругая характеристика бутобетона принимается равной 1500

4 Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики α принимают по таблице с коэффициентом 0,7.

Значения упругой характеристики при продольном армировании кладки определяются как для неармированной кладки при сетчатом армировании по формуле

$$\alpha_a = \alpha \frac{R}{R_{ак}}, \qquad \text{(VI.6)}$$

где R и $R_{ак}$ — расчетные сопротивления неармированной и армированной кладки

Коэффициент φ, учитывающий снижение несущей способности сжатых элементов постоянного по длине сечения при продольном изгибе,

принимается по табл. VI.18, в зависимости от упругой характеристики α и гибкости элемента

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}; \qquad (VI.7)$$

$$\lambda_r = \frac{l_0}{r}. \qquad (VI.8)$$

Таблица VI.18

Коэффициенты продольного изгиба φ

λ_h	λ_r	Упругие характеристики кладки α					
		1500	1000	750	500	350	200
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2
36	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,1	0,07
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04

Примечания: 1. Коэффициенты φ при промежуточных величинах гибкостей принимаются по интерполяции.

2. Коэффициенты φ для гибкостей, превышающих предельные, применяются при определении φ_c в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.

Здесь l_0 — расчетная высота стены, столба, простенка, принимаемая:

$l_0 = H$ — при опирании на жесткие (неподвижные в горизонтальном направлении) опоры;

$l_0 = 1{,}5\,H$ — при опирании на упругие верхние и неподвижные нижние опоры для однопролетных зданий;

$l_0 = 1{,}25\,H$ — то же, для многопролетных зданий;

$l_0 = 2\,H$ — для свободно стоящих элементов (H — высота этажа за вычетом толщины настила);

h — наименьший размер прямоугольного сечения;

r — радиус инерции сечения.

ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ШВЫ

Как известно, колебания температуры наружного воздуха могут вызвать деформацию кладки, а при большой длине стены могут появиться даже вертикальные трещины. Неравномерная плотность грунтов осно-

вания или различная этажность здания с неодинаковой нагрузкой на подошву фундамента вызывают неравномерную осадку здания, деформации его отдельных частей и появление вертикальных и наклонных трещин. Чтобы предупредить возникновение трещин в стенах здания, устраиваются температурные швы. Расстояние между температурными швами зависит от величины расчетной зимней наружной температуры. Величина укорочения стены между швами при изменении температуры определяется по формуле

$$\Delta l = l(t_1 - t_2)\alpha_т,$$

где Δl — температурное укорочение (полное) участка стены;

l — длина стены между температурными швами;

$t_1 - t_2$ — разность температур;

$\alpha_т$ — коэффициент линейного укорочения кладки; из глиняного кирпича и керамических камней $\alpha_т = 0{,}000005$; из силикатного кирпича, бетонных камней и бутобетона $\alpha_т = 0{,}00001$; из природных камней $\alpha_т = 0{,}000008$.

Температурные швы разрезают здание до уровня обреза фундаментов, так как ниже этого уровня колебания температуры незначительны. Часто температурные и осадочные швы в плане совмещаются. Расстояние между температурными швами в стенах отапливаемых зданий, при которых трещины не появляются, установлены нормами и приведены в табл. VI.19.

Таблица VI.19

Максимальные расстояния *s* в *м* между температурными швами в стенах отапливаемых зданий

Расчетная зимняя наружная температура в *град*	Кладка из обыкновенного глиняного кирпича и керамических камней на растворах марок			Кладка из силикатного кирпича и бетонных камней на растворах марок		
	100—50	25—10	4	100—50	25—10	4
—40 и ниже	40	65	85	25	35	45
От —30 до —39	50	75	100	30	40	50
От —20 до —29	60	90	120	40	50	60
От —10 до —19	80	120	150	45	60	80
—10 и выше	100	150	200	50	75	100

Примечания: 1 Для кладки из природного камня расстояния между температурными швами принимаются как для кладки из силикатного кирпича с умножением на коэффициент 1,25

2. Для стен закрытых неотапливаемых зданий расстояния, указанные в таблице, должны уменьшаться путем умножения на коэффициент 0,7; для открытых каменных сооружений — на коэффициент 0,5.

В стенах из монолитного бетона и бутобетона следует закладывать в каждом этаже по периметру здания на уровне подоконников и перемычек специальную арматуру для восприятия усадочных и температурных напряжений с общим сечением в каждом месте не менее 0,02% площади сечения пояса кладки (полоса стены от оконной перемычки до подоконника вышележащего этажа).

ТОЛЩИНА НАРУЖНЫХ СТЕН ОТАПЛИВАЕМЫХ ЗДАНИЙ

Толщина наружных стен принимается из условий прочности и теплоустойчивости. Толщина стен верхних этажей принимается из теплотехнических условий по табл. VI.20; она обычно удовлетворяет и тре-

бованиям прочности. В нижних этажах по мере увеличения нагрузки увеличивается марка кладки (марки камня и раствора) или кладка армируется. С дальнейшим увеличением этажности (нагрузки) переходят к утолщению стен в нижних этажах и к их расчету по прочности.

Таблица VI.20

Необходимое термическое сопротивление R и толщина наружных стен b для жилых и общественных зданий в зависимости от температуры наружного воздуха

Расчетная температура наружного воздуха t в *град*		−50	−40	−30	−20	−10
Необходимое термическое сопротивление R в *м²·ч·град/ккал*		1,50	1,32	1,13	0,94	0,76
Вид кладки	**Объемный вес камня брутто γ в *кг/м³***	**Толщина стен b в *см***				
Кладка из кирпича сплошного	1700—1800	90	77	64	51	38
Кладка из бетонных камней сплошных	1500	—	69	59	49	39
То же	1200	69	59	49	39	29
Кладка из бетонных камней «Крестьянин»	1900	—	—	59	49	39
То же	1500	—	59	49	39	29
Кладка из дырчатого кирпича с 28—38% пустот	1900	77	64	51	38	25
То же, из керамических камней	2000	59	49	39	29	19
Кладка из бутового камня	2000	—	—	90	80	60
То же	2200	—	—	—	90	70
»	2400	—	—	—	—	90
Кладка из известняка-ракушечника	1200	69	59	49	39	39
То же, туфа	1600	—	69	59	49	39

Примечание. Значение термических сопротивлений и минимальные толщины стен приведены для помещений с обычной влажностью воздуха 50—60%.

Толщина наружных стен зависит от теплопроводности материала и климатических условий местности (расчетной температуры наружного воздуха). Минимальная толщина наружной стены отапливаемого здания принимается с таким расчетом, чтобы термическое сопротивление стены обеспечило на ее внутренней поверхности температуру выше точки росы. При такой температуре пары теплого воздуха помещения не конденсируются при соприкосновении с внутренней поверхностью стены и исключается возможность появления на ней сырости и плесени.

Ограждения помещений (наружные стены, чердачные перекрытия, полы над неотапливаемыми помещениями и др.) бывают однослойные, двухслойные и многослойные. Так, кирпичная стена со штукатуркой является двухслойным ограждением; чердачное перекрытие, состоящее из засыпки, смазки, наката и штукатурки, представляет четырехслойное ограждение и т. д. Каждый слой ограждения оказывает определенное термическое сопротивление прониканию (излучению) тепла из помещения обычно с более высокой температурой в наружную, более холодную среду, и, таким образом, защищает помещение от охлаждения. Поэтому общее термическое сопротивление ограждения складывается из термических сопротивлений всех слоев, входящих в ограждение, и определяется по формуле

$$R=\frac{1}{\alpha_в}+\frac{e_1}{\lambda_1}+\frac{e_2}{\lambda_2}+\frac{e_3}{\lambda_3}+\ldots+\frac{e_n}{\lambda_n}+\frac{1}{\alpha_н}=r_в+r_1+r_2+$$
$$+r_3+\ldots+r_n+r_н \ м^2\cdot ч\cdot град/ккал, \qquad (VI.9)$$

где R — суммарное термическое сопротивление ограждения (табл. VI.20);

e_n — толщина термического слоя в *м*;

λ_n — коэффициент теплопроводности соответствующего слоя — величина, зависящая от объемного веса и степени влажности материала и увеличивающаяся с увеличением последних (см. табл. 2 приложения);

$\alpha_в$ — коэффициент тепловосприятия, равный 7,5;

$\alpha_н$ — коэффициент теплоотдачи, равный 15.

Пример 1. Найти величину термического сопротивления кирпичной стены толщиной 64 *см* со штукатуркой толщиной в 2,5 *см*.

Коэффициент теплопроводности кирпичной кладки $\lambda_1=0{,}70$, коэффициент теплопроводности известковой штукатурки $\lambda_2=0{,}70$

$$R=\frac{1}{\alpha_в}+\frac{e_1}{\lambda_1}+\frac{e_2}{\lambda_2}+\frac{1}{\alpha_н}=\frac{1}{7{,}5}+\frac{0{,}64}{0{,}70}+\frac{0{,}025}{0{,}70}+\frac{1}{15}=1{,}15\ м^2\cdot ч\cdot град/ккал.$$

Найденная величина термического сопротивления показывает, что стена толщиной 2,5 кирпича со штукатуркой в 2,5 *см* удовлетворяет теплотехническим требованиям для районов с расчетной температурой наружного воздуха —30°.

Для помещений с повышенной влажностью (бани, прачечные и др.) стены должны возводиться только из сплошных (не пустотелых) камней, причем их толщины увеличиваются на 20% по сравнению с толщинами, приведенными в табл. VI.20. Для стен таких помещений не могут применяться также естественные камни мягких пород (туф, ракушечник), так как они обладают большой влагоемкостью. Стены помещений с нормальной влажностью из камней мягких пород (пористых) защищаются изнутри слоем штукатурки. Снаружи такие стены из соображений влагоустойчивости могут быть защищены или не защищены слоем штукатурки или облицовкой (в зависимости от капитальности здания).

Толщина стены здания зависит также от группы кладки, марки раствора и от величины β — отношения высоты элемента H (стены, столба) к меньшему размеру его поперечного сечения h.

Каменная кладка для возведения стен, столбов и других элементов здания в зависимости от вида и марки камня, а также от марки раствора делится на четыре группы (табл. VI.21).

Таблица VI 21

Группы кладок

Вид кладки	I	II	III	IV
Крупные блоки из кирпича или камней (вибрированные и невибрированные)	На растворе марки 25 и выше	—	—	—
Сплошная кладка из кирпича или камней правильной формы марки 50 и выше	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	—	—
То же, марок 35 и 25	—	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	—
То же, марок 15, 10 и 7	—	—	На любом растворе	—
То же, марки 4	—	—	—	На любом растворе
Кладка из грунтовых материалов	—	—	На известковом растворе	На глиняном растворе

Продолжение табл. VI. 21

Вид кладки	I	II	III	IV
Облегченная кладка из кирпича или бетонных камней с перевязкой горизонтальными тычковыми рядами или скобами	На растворе марки 25 и выше с бетоном или вкладышами марки 25 и выше	На растворе марки 10 и выше с бетоном или вкладышами марок 10 и 15	С бетоном марки 7 или с засыпкой	—
Облегченная кладка колодцевая (с перевязкой вертикальными стенками)	То же —	На растворе марки 10 и выше с бетоном или вкладышами марки 15 и ниже или с засыпкой	—	—
Кладка из бута под скобу или из плитняка	На растворе марки 50 и выше	На растворе марок 25 и 10	На растворе марки 4	—
Кладка из постелистого бута	—	На растворе марки 25 и выше	На растворе марок 10 и 4	На глиняном растворе
Кладка из рваного бута	—	На растворе марки 50 и выше	На растворе марок 25 и 10	На растворе марки 4
Бутобетон	На бетоне марки 100 и выше	На бетоне марок 75 и 50	На бетоне марки 35	—

Отношение $\beta = \frac{H}{h}$ при свободной длине $l < 2{,}5\,H$ не должно превышать величин, приведенных в табл. VI.22.

Таблица VI.22

Предельные величины β для столбов и стен без проемов, несущих нагрузку от перекрытий, при свободной длине стены $l < 2{,}5\,H$ (для кладок из камней правильной формы)

Марка раствора	Группа кладки			
	I	II	III	IV
50 и выше	25	22	—	—
25	22	10	17	—
10	20	17	15	14
4 и ниже	—	15	14	13

Предельные значения β при условиях, отличных от условий табл. VI.22, принимаются с поправочным коэффициентом k: для столбов — по табл. VI.23; для различных условий конструирования стен и перегородок следующие:

Для стен и перегородок, не несущих нагрузки от перекрытий или покрытий:

при толщине 25 *см* и более	1,2
то же, 15 *см* и более	1,6
» 10 *см* и менее	1,8
Для стен с проемами	$\sqrt{\frac{F_{нт}}{F_{бр}}}$
То же, перегородок	0,9

При свободной длине стен l между примыкающими поперечными стенами более $2{,}5H$	0,9
То же, более $3{,}5H$	0,8
Для стен из бутовой кладки и бутобетона . . .	0,8

Общий коэффициент снижения предельных отношений β, получаемый путем умножения частных коэффициентов снижения k, принимается не ниже коэффициентов снижения гибкости, установленных в табл. VI.23

Таблица VI.23

Поправочные коэффициенты k к предельным величинам β для столбов

Толщина столба в *см*	Столбы из камней правильной формы	Столбы из бутовой кладки и бутобетона	Толщина столба в *см*	Столбы из камней правильной формы	Столбы из бутовой кладки и бутобетона
90 и более	0,75	0,60	50—69	0,65	0,50
70—89	0,70	0,55	Менее 55	0,60	0,45

для столбов. При толщине ненесущих стен и перегородок от 10 до 25 *см* величина поперечного коэффициента определяется по интерполяции. Значения $F_{нт}$ и $F_{бр}$ принимаются по горизонтальному сечению стены.

ЖЕСТКОСТЬ ЗДАНИЙ С МАССИВНЫМИ СТЕНАМИ

Здание с массивными стенами (см. рис. VI.2), как было указано, рассматривается как вертикальная консоль сложного поперечного сечения, заделанная в фундамент, и рассчитывается на вертикальную и горизонтальную (ветровую) нагрузки. Причем стены и столбы принимаются опирающимися в горизонтальном направлении на систему опор: на междуэтажные перекрытия, покрытия и поперечные стены.

По степени жесткости опоры делятся на жесткие и упругие.

Согласно указаниям норм жесткими опорами являются следующие конструкции:

поперечные каменные стены толщиной не менее 12 *см*, контрфорсы, железобетонные стенки толщиной не менее 6 *см*, поперечные рамы с жесткими узлами и другие конструкции, рассчитанные на восприятие горизонтальной нагрузки, передающейся от продольных стен;

междуэтажные перекрытия, если поперечные стены расположены в плане на расстояниях, не превышающих величин, приведенных в табл. VI.24;

железобетонные пояса, уложенные по продольным и поперечным стенам в плоскости перекрытия, если расстояние между поперечными стенами превышает величины $l_{ст}$, приведенные в табл. VI.24. Железобетонные пояса рассчитываются на изгиб в горизонтальной плоскости. Они работают совместно с перекрытиями как балки большой высоты, равной расстоянию между продольными стенами, и большого пролета, равного расстоянию между поперечными стенами, и воспринимают ветровую нагрузку, действующую на продольные стены. Причем, чтобы пояс и панели перекрытия работали совместно, последние анкерятся в пояс и замоноличиваются.

При таком размещении поперечных жестких опор или ветровых поясов считают, что здание имеет жесткую конструктивную схему.

Если расстояния между поперечными конструкциями жесткости превышают величины, приведенные в табл. VI.24, отсутствуют же-

Таблица VI.24

Максимальные расстояния $l_{ст}$ в *м* между поперечными конструкциями, при которых покрытия и перекрытия считаются жесткими опорами для стен и столбов

	Тип перекрытия	Группа кладки			
		I	II	III	IV
А	Железобетонные и армокаменные сборные замоноличенные и монолитные покрытия и перекрытия	54	42	30	—
Б	Перекрытия и покрытия из сборных железобетонных настилов и из железобетонных или стальных балок с настилом из плит или камней	42	36	24	—
В	Деревянные перекрытия и покрытия . .	30	24	18	12

Примечания: 1. Указанные в таблице предельные расстояния должны быть уменьшены в следующих случаях: а) при скоростных напорах ветра 70 и 100 *кг/м²* — соответственно на 15 и 25%; б) при высоте зданий 21—32 *м* — на 10%, 33—48 *м* — на 20% и более 48 *м* — на 25%; в) для узких зданий при ширине здания b менее двойной высоты этажа H — пропорционально отношению $\frac{b}{2H}$.

2. Указанные в таблице расстояния $l_{ст}$ не распространяются на здания из крупных панелей.

3. В сборных замоноличенных перекрытиях типа *А* стыки между плитами должны быть усилены для передачи через них растягивающих усилий (путем сварки выпусков арматуры, прокладки в швах дополнительной арматуры с заливкой швов раствором марки не ниже 100 — при плитах из тяжелого бетона и марки не ниже 50 — при плитах из легкого бетона).

4. В перекрытиях типа *Б* швы между плитами или камнями, а также между элементами заполнения и балками должны быть тщательно заполнены раствором марки не ниже 50.

лезобетонные пояса, продольные стены и столбы рассматриваются как стойки рам, заделанные в грунт и связанные шарнирно с перекрытиями. В этом случае влияние поперечных стен на устойчивость коробки не учитывается и считают, что здание имеет упругую конструктивную схему.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЙ С МАССИВНЫМИ СТЕНАМИ НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ

ОСНОВНЫЕ УКАЗАНИЯ

Элементы массивных стен — простенки и столбы многоэтажных каменных зданий с жесткой конструктивной схемой представляют собой вертикальные неразрезные плиты, балки (рис. VI.33) пролетом $H_{эт}$, опорами для которых являются междуэтажные перекрытия. Для упрощения расчета стены и столбы зданий допускается рассматривать расчлененными по высоте на однопролетные плиты или балки с шарнирными опорами в местах опирания перекрытий (рис. VI.33, *б*).

В стенах и столбах рассматриваемого этажа под влиянием вертикальной нагрузки от веса стен и перекрытий вышележащих этажей возникают продольные усилия N_i, а от веса перекрытия, расположенного непосредственно над стеной рассматриваемого этажа,— усилие P_i. Согласно указаниям СНиП II-В. 2—62 * сила N_i считается приложенной в центре тяжести сечения стены (столба) вышележащего эта-

жа. Она оказывает на стены (столб) центральное сжатие (рис. VI.34, *а*), если оси стен совпадают или сжатие и изгиб $N_l l_l$ (рис. VI.34, *б*), если оси стен смещены на эксцентриситет e_1. Сила P_l принимается приложенной с фактическим эксцентриситетом *е* относительно оси стены.

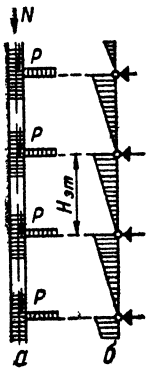


Рис VI 33 Массивная стена

а — расчетная схема, *б* — эпюра моментов

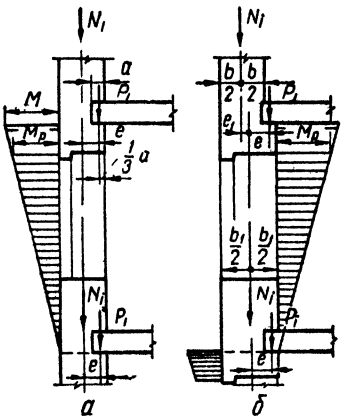


Рис VI 34 Эпюра моментов

а — стена без уступов, *б* — стена с уступами

Сила P_l вызывает сжатие и момент $P_l\,e$, причем, если положение силы P_l не фиксировано, разрешается принимать ее приложенной на расстоянии $^1/_3\,a$ — длины заделки балки или настила от грани стены (см. рис. VI.49, *б*). Эпюра моментов по высоте стены каждого этажа имеет треугольную форму с максимальной ординатой в плоскости опирания перекрытия. Моменты от сил N и P_l алгебраически суммируются — складываются или вычитаются в зависимости от положения сил относительно оси стены (столба) $M_l = N_l\,e_1 + P_l\,e$. Суммарный момент M_l может быть равен также нулю.

Таким образом, в зависимости от точек приложения расчетных сил N_l и P_l различают элементы, работающие на центральное сжатие (рис. VI 35, *а* и VI.36, *а*), когда равнодействующая N приложена в центре тяжести сечения, и элементы, работающие на внецентренное сжатие, когда равнодействующая N приложена на расстоянии e_0 от центра тяжести сечения (рис. VI.35, *б*, *в* и VI.36, *б*—*д*). Величина общего эксцентриситета сил $N_l + P_l$ относительно оси стены определяется по формуле

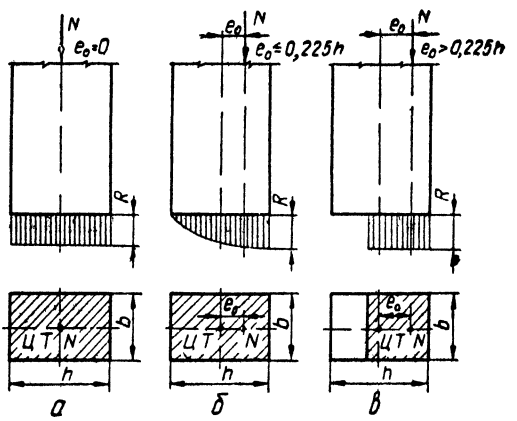


Рис VI 35 Эпюры напряжений в кладке при прямоугольном сечении

а — центральное сжатие, *б* — внецентренное сжатие при $e_0 < 0{,}225\,h$, *в* — внецентренное сжатие при $e_0 > 0{,}225\,h$

$$e_0 = \frac{M_l}{N_l + P_l}\,. \qquad \text{(VI.10)}$$

Расчет стен (простенков) и столбов обычно состоит в том, чтобы придать им необходимые размеры поперечных сечений и подобрать марки камня и раствора, соответствующие возникающим в сечениях напряжениям. При этом следует стремиться к тому, чтобы несущая способность кладки элемента была предельно использована.

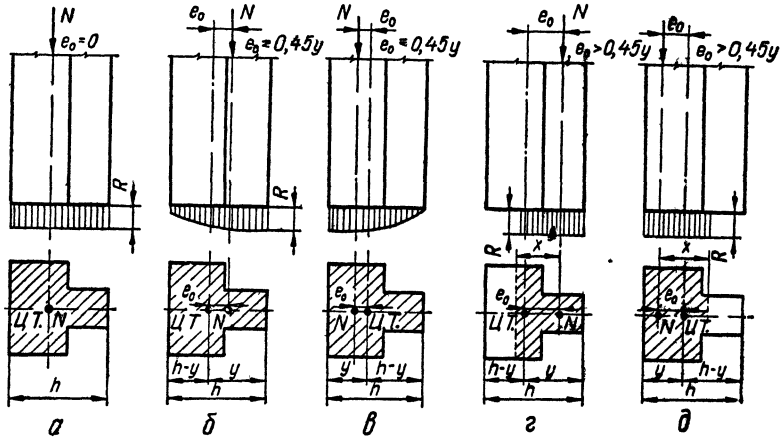


Рис. VI.36 Эпюры напряжений в кладке при тавровом сечении:

а — центральное сжатие, *б* — внецентренное сжатие при $e_0<0,45\,y$ с эксцентриситетом в сторону ребра, *в* — то же, в сторону полки, *г* — внецентренное сжатие при $e_0>0,45\,y$ с эксцентриситетом в сторону ребра; *д* — то же, в сторону полки.

Элементы каменных и армокаменных конструкций проверяются по всем трем предельным состояниям: по несущей способности, по деформациям и по трещиностойкости. Кроме того, при расчете гибких элементов конструкций с облицовкой следует учитывать влияние ползучести материала элемента.

ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

На центральное сжатие работают внутренние стены и столбы, обычно нагруженные симметрично относительно центра тяжести сечения. Расчет центрально сжатых элементов каменных конструкций по первому предельному состоянию — по прочности и устойчивости (несущей способности) производится по следующим формулам:

при неармированной кладке

$$N_п \leqslant [N] = \varphi R F; \qquad (VI.11)$$

при кладке, армированной поперечными сетками,

$$N_п \leqslant [N] = \varphi R_{а.к} F; \qquad (VI.12)$$

при кладке, армированной продольными стержнями,

$$N_п \leqslant [N] = \varphi\,(0,85RF + R_а F_а), \qquad (VI.13)$$

где $N_п$ — приведенная продольная сила, определяемая по формуле

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_к; \qquad (VI.14)$$

$N_{дл}$ — расчетная продольная сила от длительно действующей части нагрузки;

$N_к$ — расчетная продольная сила от кратковременно действующей части нагрузки;

$m_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки (влияние ползучести) на несущую способность элементов толщиной менее 30 *см* или с радиусом инерции сечения менее 8,7 *см* и принимаемый по табл. VI.25;

$[N]$ — несущая способность сечения;

φ — коэффициент продольного изгиба (см. табл. VI.18), зависящий от гибкости элемента, определяемый по формулам (VI.7) и (VI.8), и упругой характеристики кладки (см. табл. VI.17);

R — расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки в *кг/см²* (см. табл. VI.6—VI.13);

F — площадь поперечного сечения элемента в *см²*;

$R_{ак}$ — расчетное сопротивление сжатию кладки в *кг/см²*, армированной горизонтальными сетками, определяемое по формуле (VI.1);

$R_а$ — расчетное сопротивление продольной арматуры (см. табл. VI.14);

$F_а$ — площадь сечения продольной арматуры в *см²*.

Таблица VI.25

Коэффициенты $m_{дл}$

Гибкость		Кладка из глиняного кирпича и керамических камней		Кладка из силикатного кирпича	
		при процентах армирования			
λ_h	λ_r	0,1 и менее	0,3 и более	0,1 и менее	0,3 и более
8	28	1	1	1	1
10	35	0,96	1	0,95	0,96
12	42	0,92	0,96	0,90	0,92
14	40	0,88	0,93	0,85	0,88
16	56	0,84	0,89	0,80	0,84
18	63	0,80	0,85	0,75	0,80
20	70	0,75	0,81	0,70	0,77
22	76	0,71	0,78	0,65	0,73
24	83	0,67	0,74	0,60	0,69
26	90	0,63	0,7	0,55	0,65

Примечания: 1. Для элементов толщиной 30 *см* и более или с радиусом инерции сечения 8,7 *см* и более коэффициент $m_{дл}$ принимается равным единице.

2. Для неармированной кладки принимаются значения коэффициентов $m_{дл}$, установленные для кладки с армированием 0,1% и менее.

3. Коэффициенты $m_{дл}$, приведенные в таблице, распространяются также на кладку из бетонных и природных камней, крупных бетонных блоков и блоков из природного камня, причем для изделий, изготовленных на цементном вяжущем и из природных камней, коэффициенты $m_{дл}$ принимаются как для кладки из глиняного кирпича и керамических камней, при силикатном вяжущем — как для кладки из силикатного кирпича.

4. В таблице указаны проценты армирования двойной симметричной арматурой. При проценте армирования более 0,1 и менее 0,3 коэффициенты $m_{дл}$ определяются по интерполяции.

Из формул видно, что расчетная нагрузка $N_п$, приходящаяся на элемент, должна быть меньше или равна несущей способности элемента $[N]$.

Как правило, центрально сжатые элементы каменных конструкций должны иметь такие размеры поперечных сечений, которые могли бы воспринять расчетную продольную силу $N_п$ без помощи арматуры.

Если же размеры поперечных сечений элементов, принятые из конструк-

тивных или архитектурных соображений, ограничены — имеют размеры меньшие, чем этого требует расчет,— кладка таких элементов должна быть усилена арматурой. Следовательно, к армированию кладки прибегают лишь в том случае, когда расчетная нагрузка $N_п$ больше несущей способности кладки сечения элемента $[N]=\varphi RF$.

Для увеличения несущей способности сечения при центральном сжатии следует кладку армировать поперечными сетками, что более эффективно по сравнению с продольным армированием, так как уменьшает расход стали более чем наполовину. Продольное армирование применяется, когда гибкость элемента $\lambda_h \geqslant 15$ или $\lambda_r \geqslant 52$, так как при такой гибкости, согласно указаниям норм, влияние поперечных сеток на увеличение несущей способности не учитывается.

При неармированной кладке расчет центрально сжатых элементов ведется в таком порядке: по заданным размерам сечения определяют величину φ; по табл. VI.6—VI.13 принимают марки камня и раствора, а следовательно,— величину R; по формуле (VI.11) находят величину $[N]$ — несущую способность элемента, которую сравнивают с расчетной нагрузкой $N_п$.

Пример 2. Найти несущую способность столба третьего этажа сечением 64×64 *см* и высотой $l_0=5{,}8$ *м*, сложенного из кирпича пластического прессования марки 100 на растворе марки 25. Нагрузка, приходящаяся на столб, приложена центрально и состоит из нормативной постоянной $C^н=28600$ *кг* и временной $P^н=8800$ *кг*.

По табл 3 приложения находим коэффициенты перегрузки $n_п=1{,}1$ и $n_в=1{,}4$. Расчетная нагрузка: постоянная $G=G^н n_п=28600\cdot 1{,}1=31400$ *кг*, временная $P=P^н n_в=8800\cdot 1{,}4=12300$ *кг*; полная $N_п=G+P=31400+12300=43700$ *кг*. Так как толщина элемента больше 30 *см*, то влияние длительного действия нагрузки не учитывается — $m_{дл}=1$.

Определяем гибкость столба λ_h и коэффициент продольного изгиба φ: упругая характеристика кладки из кирпича марки 100 на растворе марки 25 (см. табл. VI.17) $\alpha=1000$; гибкость столба при $l_0=580$ *см* и $h=64$ *см* по формуле (VI.7)

$$\lambda_h=\frac{l_0}{h}=\frac{580}{64}=9{,}1;$$

коэффициент продольного изгиба при $\lambda_h=9{,}1$ и $\alpha=1000$ (см. табл. VI.18) $\varphi=0{,}9$.

Определяем расчетное сопротивление кладки. По табл. VI.6 при кирпиче марки 100 и растворе марки 25 расчетное сопротивление кладки $R=13$ *кг/см*^{2}; коэффициент условий работы элемента m при $F=64\times 64=4096$ *см*$^2>3000$ *см*^{2} равен 1

Определяем расчетную несущую способность столба по формуле (VI.11)

$$[N]=\varphi RF=0{,}9\cdot 13\cdot 4096=47\,800 \text{ кг} > N=43\,700 \text{ кг}.$$

На практике величины N, F и φ обычно известны. Искомой же величиной является напряжение в кладке σ и необходимые марки камня и раствора. Поэтому расчет столба может быть рекомендован в таком порядке.

Определяют напряжения в кладке по формуле

$$\sigma=\frac{N}{\varphi F}. \qquad \text{(VI.15)}$$

Зная величину σ, находят по табл. VI.6—VI.13 величину расчетного сопротивления кладки $R\approx\sigma$ и соответствующие марки камня и раствора.

В рассматриваемом примере при $\varphi=0{,}9$; $F=4096$ *см*^{2} и $N=43700$ *кг* величина

$$\sigma=\frac{43\,700}{0{,}9\cdot 4096}=11{,}0 \text{ кг/см}^2.$$

По табл VI 6 принимаем кирпич марки 75 и раствор марки 50 или кирпич марки 100 и раствор марки 25. Им соответствует кладка с расчетным сопротивлением $R=13$ *кг/см*$^2>\sigma=11{,}9$ *кг/см*^{2}.

При армировании кладки поперечными сетками расчет рекомендуется вести в такой последовательности.

По заданным размерам элемента определяют гибкость его λ^h или λ^r и коэффициент продольного изгиба φ для неармированной кладки. По величинам N, F и φ определяют напряжения в кладке по формуле (VI.15)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F}.$$

По табл. VI.6—VI.13 при заданных марках камня и раствора находят расчетное сопротивление неармированной кладки R. Если величина R меньше величины σ, найденной по формуле (VI.15), необходимо кладку усилить арматурой.

Процент армирования μ при горизонтальных сетках определяют по формуле *

$$\mu = \frac{\sigma - R}{2R_а} 100, \qquad \text{(VI.16)}$$

где $R_а$ — расчетное сопротивление арматуры (см. табл. VI.14).

Шаг c между стержнями прямоугольной сетки определяют по формуле

$$c = \frac{200 f_а}{\mu s}, \qquad \text{(VI.17)}$$

где $f_а$ — площадь сечения одного стержня сетки в *см*²;

s — расстояние между сетками по высоте элемента в *см*.

При армировании сетками «зигзаг» (см. рис. VI.29, *б*) s — это расстояние между сетками одного направления стержней.

Пример 3. Рассчитать столб сечением 59×59 *см* и расчетной длиной $l_0 = 400$ *см*. Расчетная нагрузка $N_п = 125000$ *кг* приложена центрально. Для кладки столба приняты сплошные бетонные камни марки 150 и раствор марки 75. Расчетное сопротивление неармированной кладки при указанных марках камня и раствора находим по табл. VI.9, $R = 28$ *кг/см*². Так как толщина столба больше 30 *см*, коэффициент $m_{дл} = 1$.

Определяем гибкость столба λ_h и коэффициент продольного изгиба столба φ неармированной кладки Упругая характеристика кладки из сплошных бетонных камней на растворе марки 75 (см. табл. VI.17) $\alpha = 1500$; приведенная гибкость столба по формуле (VI 7)

$$\lambda_h = \frac{l}{h} = \frac{400}{59} = 6{,}8;$$

коэффициент продольного изгиба по табл. VI 18 при $\alpha = 1500$ $\varphi = 0{,}97$.

---

* Подставим в формулу (VI.12)

$$R_{а.к} = R + \frac{2R_а}{100}\mu$$

$$N_п = \varphi\left(R + \frac{2R_а}{100}\mu\right)F;$$

отсюда

$$\mu = \frac{(N_п - \varphi RF)\,100}{\varphi F 2R_а}.$$

Поделим числитель и знаменатель на величину φF получим

$$\mu = \frac{\dfrac{N_п}{\varphi R_а} - R}{2R_а} 100 = \frac{\sigma - R}{3R_а} 100.$$

Определяем напряжения σ, возникающие в кладке столба под влиянием расчетной нагрузки $N_п$, по формуле (VI.15)

$$\sigma = \frac{N_п}{\varphi F} = \frac{125\,000}{0{,}97 \cdot 59 \cdot 59} = 37{,}1 \text{ кг/см}^2 > R = 28 \text{ кг/см}^2.$$

В этом примере рассматриваем случай, когда напряжения в кладке σ больше расчетных сопротивлений неармированной кладки R и столб необходимо армировать. Армирование производим горизонтальными сетками, так как гибкость столба $\lambda^h = 6{,}8 < 15$.

Определяем процент армирования μ (сетки из стали класса А-I), при котором $R = 28$ увеличивается до $R_{а.к} = 37{,}1$ *кг/см²*. Величину μ определяем по формуле (VI.16)

$$\mu = \frac{\sigma - R}{2R_а} = \frac{37{,}1 - 28{,}5}{2 \cdot 1500} = 0{,}29\%.$$

Так как упругая характеристика α принята для неармированной кладки, вносим поправку в величину α для армированной кладки по формуле (VI.6)

$$\alpha_а = \alpha \frac{R}{R_{а.к}} = 1500 \frac{28}{37{,}1} = 1150.$$

Коэффициент продольного изгиба при $\alpha = 1150$ (см табл. VI 18) $\varphi = 0{,}954$.

Напряжения в кладке столба при $\varphi = 0{,}954$ по формуле (VI.15)

$$\sigma = \frac{125\,000}{0{,}954 \cdot 3481} = 37{,}7 \text{ кг/см}^2 > R_{а.к}.$$

Процент армирования μ по формуле (VI.16)

$$\mu = \frac{37{,}7 - 28{,}5}{2 \cdot 1500} = 0{,}306\%.$$

Шаг c между стержнями сетки при диаметре стержней 6 *мм* ($f_а = 0{,}282$ *см²*) и расстоянии между сетками по высоте столба $s = 30$ *см* по формуле (VI.17)

$$c = \frac{200 f_а}{\mu s} = \frac{200 \cdot 0{,}282}{0{,}306 \cdot 30} \approx 6 \text{ см}.$$

Армирование столба сетками «зигзаг» показано на рис. VI.37, где $s = 30$ *см* — расстояние между сетками одного направления стержней.

Несущая способность столба, армированного сетками, по формуле (VI.12)

$$[N] = \varphi R_{а.к} F = 0{,}954 \cdot 37{,}7 \cdot 3481 = 125\,500 \text{ кг} \approx N_п = 125\,000 \text{ кг}.$$

Пример 4. Подобрать марку керамических камней и раствора для столба сечением 51×39 *см* и расчетной высоты $l_0 = 330$ *см*. Стойка нагружена центрально расчетной силой $N = 23800$ *кг*. Так как площадь сечения столба $F = 51 \times 39 = 1940$ *см²* < 3000 *см²*, расчетное сопротивление кладки умножаем на коэффициент условий работы столба $m = 0{,}8$.

Определяем гибкость столба λ_h и коэффициент продольного изгиба φ. По табл. VI.17 при растворе марок 200—25 находим величину упругой характеристики кладки $\alpha = 1000$; приведенная гибкость столба по формуле (VI.7)

$$\lambda_h = \frac{330}{39} = 8{,}5;$$

по табл. VI.18 коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0{,}91$.

Определяем напряжения в кладке по формуле (VI.15) с учетом коэффициента $m = 0{,}8$

$$\sigma = \frac{N}{m\varphi F} = \frac{23\,800}{0{,}8 \cdot 0{,}91 \cdot 1940} = 16{,}9 \text{ кг/см}^2.$$

По табл. VI.6 принимаем керамические камни марки 100 на растворе марки 75 или камни марки 125 на растворе марки 50, им соответствует кладка с расчетным сопротивлением $R = 17$ *кг/см²*

Несущая способность столба по формуле (VI.11)

$$[N] = \varphi m R F = 0{,}91 \cdot 0{,}8 \cdot 17 \cdot 1940 = 24\,100 > N_п = 23\,800 \text{ кг}.$$

Армирование кладки продольными стержнями производится в случае большой гибкости элементов (при $\lambda_h > 15$ и $\lambda_r > 52$). Расчет центрально сжатых элементов производится по фор-

муле (VI.13). Так же, как и при армировании поперечными сетками, величины R, F и φ обычно заранее известны и расчет состоит в определении величины μ продольного армирования по формуле

$$\mu = \frac{\sigma - 0{,}85R}{R_a} \cdot 100, \qquad \text{(VI.18)}$$

где σ — напряжение в кладке, определяемое по формуле (VI.15) без учета работы арматуры;

R — расчетное сопротивление кладки сжатию (см. табл. VI.6—VI.13);

R_a — расчетное сопротивление арматуры (см. табл. VI.14).

Пример 5. Рассчитать столб сечением 64×51 *см* ($F=3260$ *см*$^2 > 3000$ *см*^{2}), сложенного из кирпича марки 100 на растворе марки 75 ($R=17$ *кг/см*^{2}). Расчетная высота столба $l_0=845$ *см* Столб нагружен центральной силой $N=56000$ *кг*. Расчет ведем в таком порядке

Определяем гибкость столба λ_h и коэффициент продольного изгиба φ. По формуле (VI 7) гибкость столба

$$\lambda_h = \frac{l}{h} = \frac{845}{51} = 16{,}5 > 15;$$

по табл VI 18 коэффициент продольного изгиба при $\alpha=1000$ $\varphi=0{,}73$.

Определяем напряжения в кладке без учета работы арматуры по формуле (VI.15)

$$\sigma = \frac{N_п}{\varphi F} = \frac{56\,000}{0{,}73 \cdot 3260} = 23{,}5 \text{ кг/см}^2 > R = 17 \text{ кг/см}^2.$$

Так как напряжения в кладке σ больше расчетного сопротивления R и гибкость элемента $\lambda_h > 15$, усиление столба производим продольным армированием.

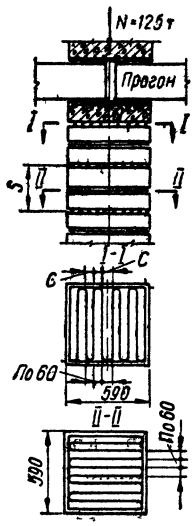


Рис. VI 37 К примеру 3.

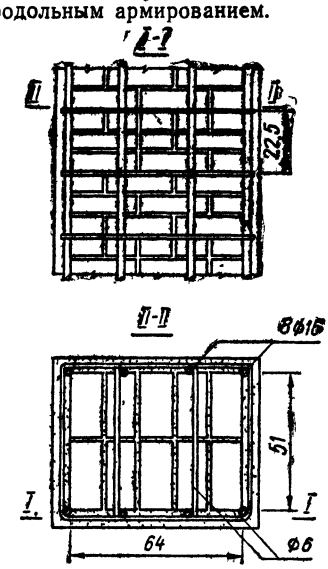


Рис. VI 38. К примеру 4

Необходимый процент армирования при стали класса А-II ($R_a=2400$ *кг/см*^{2}) определяем по формуле (VI 18).

$$\mu = \frac{\sigma - 0{,}85R}{R_a} 100 = \frac{23{,}5 - 0{,}85 \cdot 17}{2400} 100 = 0{,}47\%.$$

Площадь поперечного сечения арматуры

$$F_a = \frac{F\mu}{100} = \frac{3260 \cdot 0{,}38}{100} = 12{,}4 \text{ см}^2.$$

Принимаем наружное армирование столба с хомутами ∅6 через три ряда кладки $s=22{,}5$ *см* (рис. VI.38).

ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

На внецентренное сжатие обычно работают наружные стены, простенки и другие элементы, нагруженные с эксцентриситетом e_0 относительно центра тяжести сечения. Работа элементов каменных конструкций на внецентренное сжатие * значительно отличается от работы упругих материалов, следующих закону Гука.

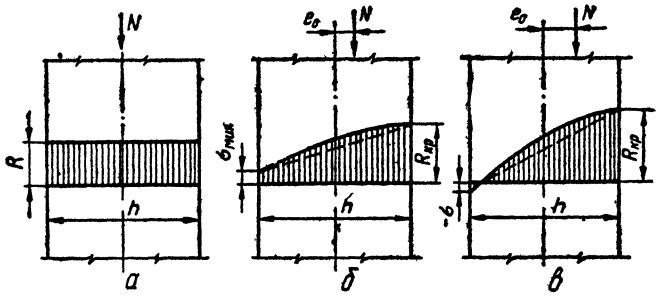


Рис VI 39 Распределение напряжений в сечениях
а — при центральном сжатии; *б*, *в* — при внецентренном сжатии каменной кладки.

При внецентренном сжатии каменной кладки напряжения по сечению распределяются не по закону прямой линии (пунктир), а по кривой (рис. VI.39, *б*), что объясняется развитием в кладке при ее загружении пластических деформаций. При этом объем эпюры напряжений при криволинейном очертании и соответствующая ей внешняя сила N будут больше объема эпюры напряжений и соответствующей ей внешней силы N при прямолинейном очертании эпюры (если одинаковы в обоих случаях краевые напряжения $\sigma_{мин}$ и $R_{кр}$).

При внецентренном сжатии краевое расчетное сопротивление каменной кладки $R_{кр}$ (рис. VI.39, *б*) больше расчетного сопротивления R при центральном сжатии (рис. VI.39, *а*). Причем увеличение $R_{кр}$ происходит одновременно с ростом эксцентриситета e_0 (при неизменной величине N) (рис. VI.39, *в*). Увеличение краевого расчетного сопротивления $R_{кр}$ по мере увеличения эксцентриситета e_0 объясняется тем, что ненапряженная или менее напряженная часть сечения (по аналогии с местным сжатием — смятием) несколько препятствует поперечному расширению более напряженной зоны сечения и этим повышает прочность кладки этой зоны.

Таким образом, несущая способность элементов каменных конструкций при внецентренном сжатии зависит не только от прочности кладки, но также и от величины относительного эксцентриситета $\frac{e_0}{h}$ или $\frac{e_0}{y}$. Вот почему при рассмотрении внецентренного сжатия различают следующие два случая:

а) случай малых эксцентриситетов (см. рис. VI.35, *б*; VI.36, *б*, *в*), когда $e_0 \geqslant 0{,}45\frac{h}{2}$ ($e_0 \leqslant 0{,}45\,y$) и все сечение сжато;

---

* В. С. Поляков и Б. Н. Флевич. Каменные конструкции М., Госстройиздат, 1960.

б) случай больших эксцентриситетов (см. рис. VI.35, *в*, VI.36, *г*, *д*), когда $e_0 \geqslant 0{,}45\ \frac{h}{2}$ ($e_0 > 0{,}45\,y$) и у грани, менее напряженной, возникают растягивающие усилия.

Случай малых эксцентриситетов ($e_0 \leqslant 0{,}45\,y$). При внецентренном сжатии с малыми эксцентриситетами ($e_0 \leqslant 0{,}45\,y$), как и при центральном сжатии, каменная кладка не армируется, если несущая способность элемента из неармированной кладки $[N] \geqslant N_п$ приведенной расчетной нагрузки. Кладка армируется, если $[N] < N_п$. Причем в тех случаях, когда гибкость элемента $\lambda_h \leqslant 15$ или $\lambda_r \leqslant 54$, более эффективным является армирование поперечными сетками; при большей гибкости следует армировать продольными стержнями.

Расчет внецентренно сжатых элементов каменных конструкций при малых эксцентриситетах, не выходящих из ядра сечения ($e_0 < 0{,}45\,y$), производится по формулам:

при неармированной кладке

$$N_п \leqslant [N] = \varphi R F \psi. \qquad \text{(VI.19)}$$

при армировании кладки горизонтальными сетками

$$N_п \leqslant [N] = \varphi R_{а.к.и} F \psi, \qquad \text{(VI.20)}$$

где $N_п$, $[N]$, φ, R, F — имеют те же значения, что в формулах (VI.11) и (VI.12);

ψ — коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета, определяется по формулам табл. VI.20 в зависимости от величины эксцентриситета и рода материала;

$R_{а.к.и}$ — прочность армированной горизонтальными сетками кладки, определяемой по формулам (VI.2) и (VI.3).

Подставив в выражение (VI.19) значение коэффициента ψ из табл. VI.26, получим формулы для расчета всех видов неармированной кладки (кроме крупных бетонных блоков и блоков, изготовленных из ячеистого и крупнопористого бетона) при внецентренном сжатии с малыми эксцентриситетами, когда $e_0 \leqslant 0{,}45\,y$.

При тавровом сечении

$$N_п \leqslant [N] = \varphi R F \frac{1}{1 + \frac{e_0}{h - y}}; \qquad \text{(VI.21)}$$

при прямоугольном сечении

$$N_п \leqslant [N] = \varphi R F \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{h}}. \qquad \text{(VI.22)}$$

Расчет элементов из неармированной кладки при внецентренном сжатии с малым эксцентриситетом рекомендуется производить в таком порядке:

по моменту M и продольной силе N, действующим в сечении, определяют по формуле (VI.10) эксцентриситет e_0;

по заданным размерам элемента и упругой характеристике кладки определяют гибкость элемента λ_r (λ_h) и коэффициент продольного изгиба φ;

Таблица VI. 26

Формулы для определения коэфициента ψ, учитывающего влияние эксцентриситета при внецентренном сжатии

Вид кладки	Эксцентриситет приложения силы	
	$e_0 < 0{,}45y$	$e_0 > 0{,}45y$
Из кирпича, виброкирпичных панелей и крупных кирпичных блоков (в том числе и вибрированных), из керамических и бетонных камней, из бутовой кладки	1. $\psi = \dfrac{1}{1+\dfrac{e_0}{h-y}}$; 2. $\psi = \dfrac{1}{1+\dfrac{2e_0}{h}}$	1. $\psi = \sqrt[3]{\left(\dfrac{F_c}{F}\right)^2}$; 2. $\psi = \sqrt[3]{\left(1-\dfrac{2e_0}{h}\right)^2}$
Из крупных бетонных блоков (кроме блоков из ячеистого и крупнопористого бетона)	1. $\psi = \dfrac{1}{1+\dfrac{e_0}{h-y}}$; 2. $\psi = \dfrac{1}{1+\dfrac{2e_0}{h}}$	1. $\psi = 1{,}25\,\dfrac{F_c}{F}$; 2. $\psi = 1{,}25\left(1-\dfrac{2e_0}{h}\right)$
Из крупных блоков, изготовленных из ячеистого и крупнопористого бетона, из природных камней	1. $\psi = \dfrac{F_c}{F}$; 2. $\psi = 1-\dfrac{2e_0}{h}$	1. $\psi = \dfrac{F_c}{F}$; 2. $\psi = 1-\dfrac{2e_0}{h}$

Примечание. При тавровом сечении принимают формулу 1, при прямоугольном сечении — формулу 2.

по заданным величинам N, F и найденному φ при тавровом сечении определяют напряжения в кладке σ по формуле

$$\sigma = N_п\left(1+\frac{e_0}{h-y}\right); \qquad (VI.23)$$

при прямоугольном сечении — по формуле

$$\sigma = \frac{N_п\left(1+\dfrac{2e_0}{h}\right)}{\varphi F}; \qquad (VI.24)$$

по табл. VI.6—VI.13 находят расчетное сопротивление кладки R, равное или ближайшее большее величины σ, и соответствующие им марки камня и раствора.

Если из имеющихся марок камня и раствора не может быть получена кладка с расчетным сопротивлением $R \geqslant \sigma$, ее армируют поперечными сетками или продольными стержнями. Подставив в формулу (VI.21) значение коэффициента ψ из табл. VI.26 для кладки, армированной горизонтальными сетками, получим формулы для расчета армированных внецентренно сжатых элементов с малыми эксцентриситетами ($e_0 \leqslant 0{,}45\,y$):

при тавровом сечении

$$N_п \leqslant [N] = \varphi R_{а\,к.и} F \frac{1}{1 + \frac{e_0}{h - y}}; \qquad (VI.25)$$

при прямоугольном сечении

$$N_п \leqslant [N] = \varphi R_{а.к\,и} F \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{h}}. \qquad (VI.26)$$

На практике, как и при центральном сжатии (стр. 467), удобнее по заданным величинам N, F, φ и e_0 определять напряжения в кладке σ и необходимый процент армирования μ * по формулам:

при тавровом сечении

$$\sigma = \frac{N_п \left(1 + \frac{e_0}{h - y}\right)}{\varphi F} \leqslant R_{а.к.и} \qquad (VI.27)$$

и

$$\mu = \frac{(\sigma - R)\,50}{R_а \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right)}; \qquad (VI.28)$$

при прямоугольном сечении

$$\sigma = \frac{N_п \left(1 + \frac{2e_0}{h}\right)}{\varphi F} \leqslant R_{а.к.и} \qquad (VI.29)$$

и

$$\mu = \frac{(\sigma - R)\,50}{R_а \left(1 - \frac{4e_0}{h}\right)}, \qquad (VI.30)$$

где $R_а$ — расчетное сопротивление арматуры (см. табл. VI.14).

Прочие величины имеют те же значения, что в формулах (VI.11) и (VI.12).

Пример 6. Найти марку керамических камней и раствора для простенка третьего этажа с размерами в плане, приведенными на рис. VI.40. Простенок нагружен нормативной нагрузкой $G^н = 45000$ *кг*, приложенной по оси, и временной $P^н = 10200$ *кг*, приложенной на расстоянии 15 *см* от оси.

По табл. 3 приложения находим $n_п = 1{,}1$ и $n_в = 1{,}4$. Расчетная постоянная нагрузка $G = G^н n_п = 45000 \cdot 1{,}1 = 49500$ *кг*, временная $P = P^н n_в = 10200 \cdot 1{,}4 = 14300$ *кг*, полная $N = G + P = 49500 + 14300 = 63800$ *кг*.

---

* Процент армирования кладки при внецентренном сжатии с малым эксцентриситетом ($e_0 \leqslant 0{,}45\,y$ или $e_0 \leqslant 0{,}225\,h$) определяем из формул (VI.2) и (VI.3), заменяя расчетное сопротивление армированной кладки $R_{а.к.и}$ равным ему напряжением:

при тавровом сечении

$$\sigma = R + \frac{2R_а}{100}\,\mu \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right), \text{ откуда } \mu = \frac{(\sigma - R)\,50}{R_а \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right)};$$

при прямоугольном сечении

$$\sigma = R + \frac{2R_а}{100}\,\mu \left(1 - \frac{4e_0}{h}\right), \text{ откуда } \mu = \frac{(\sigma - R)\,50}{R_а \left(1 - \frac{4e_0}{h}\right)}.$$

Нагрузка от перекрытия создает момент относительно оси простенка

$$M = Pe = 14\,300 \cdot 15 = 214\,000 \text{ кг/см}$$

и эксцентриситет e_0 силы N относительно той же оси

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{214\,000}{63\,800} = 3{,}4 \text{ см} < 0{,}45\ \frac{h}{2} = 8{,}8 \text{ см}.$$

Имеет место внецентренное сжатие с малым эксцентриситетом.

Определяем гибкость элемента λ_h и коэффициент продольного изгиба φ. Упругую характеристику кладки из керамических камней на растворе марки 25 и выше находим по табл. VI. 17 $\alpha = 1000$. Гибкость простенка при $l_0 = 320$ см — по формуле (VI. 7)

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{320}{39} = 8{,}2.$$

Коэффициент продольного изгиба при $\lambda_h = 8{,}2$ и $\alpha = 1000$ по табл. VI. 18 $\varphi = 0{,}91$.

Определяем напряжения в кладке при внецентренном сжатии по середине высоты простенка по формуле (VI. 24)

$$\sigma = \frac{N\left(1 + \frac{2e_0}{h}\right)}{\varphi F} = \frac{63\,800\left(1 + \frac{2 \cdot 3{,}4}{39}\right)}{0{,}91 \cdot 130 \cdot 31} = 16{,}2 \text{ кг/см}^2.$$

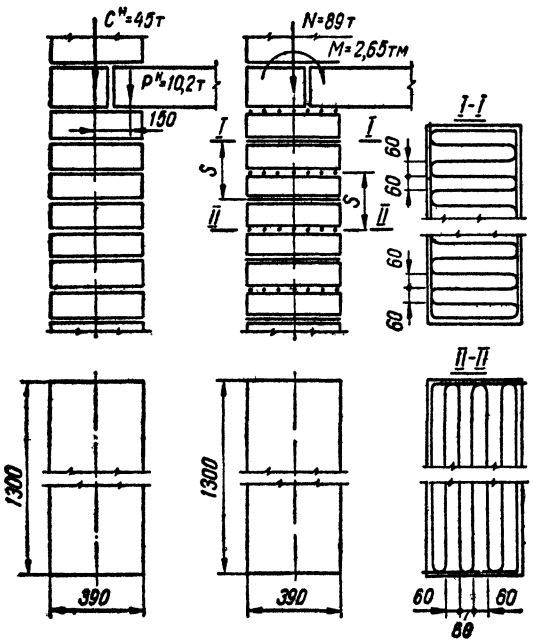


Рис. VI.40. К примеру 6.

По табл. VI. 6 принимаем керамические камни марки 100 на растворе марки 75. Им соответствует кладка с расчетным сопротивлением $R = 17$ кг/см².

Несущая способность простенка по формуле (VI. 22)

$$[N] = \frac{\varphi RF}{1 + \frac{2e_0}{h}} = \frac{0{,}91 \cdot 17 \cdot 130 \cdot 39}{1 + \frac{2 \cdot 3{,}4}{39}} = 66\,300 > N = 63\,800 \text{ кг}.$$

Пример 7. Рассчитать простенок, рассмотренный в примере VI 6, но первого этажа, нагруженный расчетной нагрузкой $N = 89000$ кг и моментом $M = 265000$ кгсм. Сечение простенка 130×39 см ($F = 5070$ см²). Кладка из керамических камней марки 100 на растворе марки 75 ($R = 17$ кг/см²) Коэффициент продольного изгиба неармированной кладки $\varphi = 0{,}91$. Эксцентриситет силы N относительно оси простенка

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{265\,000}{89\,000} = 3 \text{ см}.$$

Определяем напряжения в кладке при внецентренном сжатии по формуле (VI.24)

$$\sigma = \frac{N\left(1 + \frac{2e_0}{h}\right)}{\varphi F} = \frac{89\,000\left(1 + \frac{2 \cdot 3}{39}\right)}{0{,}91 \cdot 5070} = 22{,}3 \text{ кг/см}^2 > R = 17 \text{ кг/см}^2.$$

Так как $\sigma > R$, кладку простенка армируем. При гибкости простенка $\lambda_h = 8{,}2 < 15$ принимаем сетчатое армирование из стали класса А-I ($R_a = 1500$ кг/см²).

Определяем процент армирования μ, при котором расчетное сопротивление армированной кладки $R_{а\,к.и}$ равно действующим в сечении напряжениям $\sigma = 22{,}3$ кг/см² по формуле (VI.30)

$$\mu = \frac{(\sigma - R)\,50}{R_a\left(1 - \frac{4e_0}{h}\right)} = \frac{(22{,}3 - 17)\,50}{1500\left(1 - \frac{4 \cdot 3}{39}\right)} = 0{,}256\%.$$

Так как кладка армирована, вносим поправку в величину упругой характеристики кладки и повторяем расчет

Упругая характеристика армированной кладки по формуле (VI 6)

$$\alpha_a = \alpha \frac{R}{R_{а\,к\,и}} = 1000 \frac{17}{22,3} = 763;$$

коэффициент продольного изгиба при гибкости $\lambda_h = 8,2$ и $\alpha = 763$ по табл VI.18 $\varphi_\alpha = 0,885$.

Напряжения в кладке при $\varphi_\alpha = 0,89$ по формуле (VI 24)

$$\sigma = \frac{89\,000\left(1 + \frac{2 \cdot 3}{39}\right)}{0,89 \cdot 5070} = 23 \text{ кг/см}^2;$$

процент армирования μ при $\sigma = 23$ *кг/см*² по формуле (VI 30)

$$\mu = \frac{(23 - 17)\,50}{1500\left(1 - \frac{4 \cdot 3}{39}\right)} = 0,3\%.$$

Расчетное сопротивление кладки при внецентренном сжатии из кирпича марки 100 на растворе марки 50 при $\mu = 0,3\%$ по формуле (VI 3)

$$R_{а.к.и} = R + \frac{2R_a}{100}\mu\left(1 - \frac{4e_0}{h}\right) = 17 + \frac{2 \cdot 1500}{100}\,0,3\left(1 - \frac{4 \cdot 3}{39}\right) =$$

$$= 23,2 \text{ кг/см}^2 \approx \sigma = 23 \text{ кг/см}^2.$$

Несущая способность простенка из кладки, армированной сетками, по формуле (VI 20)

$$[N] = \varphi R_{а\,к.и} F \frac{1}{1 + \frac{2e_0}{h}} = 0,885 \cdot 23,2 \cdot 5070 \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 3}{39}} = 90\,000 \text{ кг} \approx N =$$

$$= 89\,000 \text{ кг}.$$

Шаг между стержнями сетки «зигзаг» при диаметре стержней 6 *мм* ($f_a = 0,282$ *см*²) и $s = 30$ *см* по формуле (VI.17)

$$c = \frac{200 f_a}{\mu s} = \frac{200 \cdot 0,282}{0,3 \cdot 30} \approx 6 \text{ см}.$$

Армирование простенка показано на рис VI 40, *б*

Пример 8. Подобрать марки камня и раствора для кирпичного простенка таврового сечения при данных, приведенных на рис. VI 41, *а*, и расчетной длине $l_0 = 5,0$ *м*.

Определяем геометрические величины:

площадь сечения

$$F = 155 \cdot 64 + 64 \cdot 52 = 9920 + 3320 = 13\,240 \text{ см}^2;$$

статический момент сечения относительно грани *а — а*

$$S_0 = 9920\left(\frac{64}{2} + 52\right) + 3320 \cdot \frac{52}{2} = 918\,000 \text{ см}^3;$$

положение центра тяжести сечения относительно той же грани

$$a = \frac{S_0}{F} = \frac{918\,000}{13\,240} = 69 \text{ см};$$

эксцентриситет нагрузки относительно центра тяжести сечения

$$e_0 = \frac{-P_1 e_1 + P_2 e_2}{P_1 + P_2} = \frac{-115\,(84 - 69) + 15\,(69 - 26)}{115 + 15} = -8 \text{ см};$$

расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета

$$y = h - a = 116 - 69 = 47 \text{ см}$$

Имеем случай внецентренного сжатия с малым эксцентриситетом, так как $e_0 = 8$ *см* $< 0,45\,y = 0,45 \cdot 47 = 21$ *см*

Вычисляем коэффициент φ продольного изгиба.

Момент инерции сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести, находим с помощью графика (см рис. IV.50).

Предварительно находим:

$$b_0 : b = 64 : 155 = 0{,}41,$$
$$d_0 : d = 64 : 116 = 0{,}55;$$

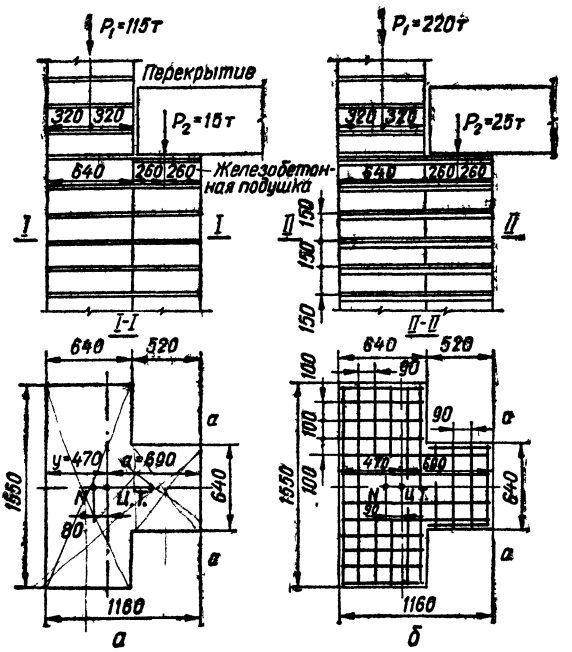


Рис. VI.41. К примеру 8(*а*) и 9(*б*).

по графику $\beta = 0{,}62$ и момент инерции

$$I = \beta \frac{bd^3}{12} = 0{,}62 \frac{1{,}55 \cdot 1{,}16^3}{12} = 0{,}126 \text{ м}^4.$$

Радиус инерции сечения

$$r = \sqrt{\frac{I}{F}} = \sqrt{\frac{0{,}126}{1{,}32}} \approx 0{,}31 \text{ м} = 31 \text{ см}.$$

Упругая характеристика кладки на растворе марки 25 и выше по табл. (VI.17) $\alpha = 1000$. Приведенная гибкость простенка высотой $l_0 = 500$ *см* по формуле (VI.8)

$$\lambda_r = \frac{l_0}{r} = \frac{500}{31} = 16{,}1;$$

коэффициент продольного изгиба при $\lambda_r = 16{,}1$ и $\alpha = 1000$ (см. табл. VI.18) $\varphi = 0{,}985$.

Напряжения в кладке по формуле (VI.23)

$$\sigma = \frac{N\left(1 + \frac{e_0}{h - y}\right)}{\varphi F} = \frac{130\,000\left(1 + \frac{8}{116 - 47}\right)}{0{,}985 \cdot 13\,240} = 11{,}6 \text{ кг/см}^2.$$

По табл. III 6 принимаем кирпич марки 100 на растворе марки 25; им соответствует кладка с расчетным сопротивлением $R = 13$ *кг/см*$^2 > \sigma = 11{,}6$ *кг/см*^{2}.

Пример 9. Рассчитать столб при данных примера 8, но при нагрузках, показанных на рис. VI.41, *б*: $P_1 = 220000$ *кг*; $P_2 = 25000$ *кг*; $N_п = 245000$ *кг*. Так как размеры сечения не изменились, остаются неизменными величины a, y, I и r.

Эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести сечения

$$e_0 = \frac{-220(84-69)+25(69-26)}{220+25} = -9{,}4 \text{ см};$$

напряжения в кладке по формуле (VI.23)

$$\sigma = \frac{245\,000\left(1+\frac{9{,}1}{116-47}\right)}{0{,}985\cdot 13\,240} = 21{,}3 \text{ кг/см}^2.$$

По табл. VI.6 принимаем кирпич марки 100 на растворе марки 50; им соответствует кладка с расчетным сопротивлением $R=15$ *кг/см²*. Так как $R<\sigma$, столб армируем горизонтальными прямоугольными сетками.

Необходимый процент армирования по формуле (VI.28) при прямоугольных сетках из стали класса А-I ($R_а=1500$ *кг/см²*)

$$\mu = \frac{(\sigma-R)\,50}{R_а\left(1-\frac{2e_0}{y}\right)} = \frac{(21{,}3-15)\,50}{1500\left(1-\frac{2\cdot 9{,}1}{47}\right)} = 0{,}342.$$

Так как кладка армирована, вносим поправку в величину упругой характеристики α и повторяем расчет.

Упругая характеристика армированной кладки по формуле (VI.6)

$$\alpha_а = \alpha\frac{R}{R_{а.к.и}} = 1000\,\frac{15}{21{,}3} = 705,$$

коэффициент продольного изгиба при $\lambda_r=16{,}1$ и $\alpha_а=705$ по табл. VI.18 $\varphi=0{,}98$.

Пренебрегаем незначительным изменением коэффициента продольного изгиба и определяем расчетное сопротивление сжатию по формуле (VI.2):

$$R_{а.к.и} = R+\frac{2R_а}{100}\,\mu\left(1-\frac{2e_0}{y}\right) = 15+\frac{2\cdot 1500}{100}\,0{,}34\left(1-\frac{2\cdot 9{,}1}{47}\right) = 21{,}4 \approx \sigma.$$

Несущая способность столба из армированной кладки при внецентренном сжатии по формуле (VI.25)

$$[N] = \varphi R_{а.к.и}F\frac{1}{1+\frac{e_0}{h-y}} = 0{,}98\cdot 21{,}3\cdot 13\,240\,\frac{1}{1+\frac{9{,}1}{116-47}} = 243\,000 \text{ кг} \approx N.$$

Шаг c между стержнями сетки при диаметре стержней 6 *мм* ($f_а=0{,}282$ *см²*), шаге $s=15$ *см* по формуле (VI.17)

$$c = \frac{200f_а}{\mu s} = \frac{200\cdot 0{,}282}{0{,}34\cdot 15} \approx 9 \text{ см}.$$

Случай больших эксцентриситетов ($e_0>0{,}45\,y$). При больших эксцентриситетах, как было указано, краевое расчетное сопротивление кладки сжатию больше, чем при центральном сжатии, и близко к расчетному сопротивлению кладки смятию.

Расчет внецентренно сжатых элементов с большими эксцентриситетами ($e_0>0{,}45\,y$) производится по формуле

$$N_п \leqslant |N| = \varphi_и RF\psi. \qquad \text{(VI.31)}$$

Коэффициент ψ, как и в формулах (VI.19) и (VI.20), определяется по формулам, приведенным в табл. VI.26.

Подставив значение ψ в выражение (VI.31) для неармированной кладки из кирпича, виброкирпичных панелей и крупных кирпичных блоков, из керамических и бетонных камней, из бутовой кладки, получим формулы для расчета внецентренно сжатых элементов с большими эксцентриситетами:

при тавровом сечении (см. рис. VI.36, *г*, *д*)

$$N_н \leqslant [N] = \varphi_и RF_c\sqrt[3]{\frac{F}{F_c}}; \qquad \text{(VI.32)}$$

при прямоугольном сечении (см. рис. VI.35, *в*)

$$N_п = [N] = \varphi_и R F \sqrt[3]{\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right)^2}. \qquad (VI.33)$$

Здесь F — площадь всего сечения элемента;

F_c — часть площади сечения, уравновешивающая внецентренно приложенную силу (при прямоугольной эпюре напряжений);

$\varphi_и$ — приведенный коэффициент продольного изгиба при $e_0 > 0{,}45\,y$;

$$\varphi_и = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}, \qquad (VI.34)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба для всего сечения F;

φ_c — коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения F_c при прямоугольной эпюре напряжений (см. рис. VI.36, *г*, *д* и рис. VI.35, *в*) при гибкости:

для таврового сечения

$$\lambda_{hc} = \frac{l_0}{2(y - e_0)}; \qquad (VI.35)$$

для прямоугольного сечения

$$\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h - 2e_0}. \qquad (VI.36)$$

Здесь l_0 — высота элемента при однозначной эпюре момента по всей длине.

Площадь F_c и высоту h_c сжатой части сечения определяют по формулам:

для таврового сечения

$$F_c = 2(y - e_0)\,b; \qquad (VI.37)$$

$$h_c = 2(h - e_0); \qquad (VI.38)$$

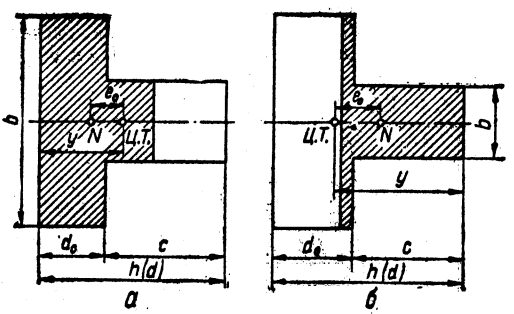


Рис. VI.42. К определению площади сжатой части сечения F:
а — в сторону полки; *б* — в сторону ребра.

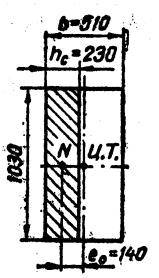


Рис. VI.43. К примеру 10.

для прямоугольного сечения

$$F_c = F\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \qquad (VI.39)$$

$$h_c = h\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \qquad (VI.40)$$

где b — ширина сжатой полки или стенки таврового сечения в зависимости от направления эксцентриситета (рис. VI.42);

h — высота сечения;

y — расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета.

Коэффициент ψ для других видов кладки (из крупных бетонных блоков, из крупных блоков, изготовленных из ячеистого и крупнопористого бетона, из природных камней) имеет иные значения, которые также приведены в табл VI 26.

Пользуясь формулами (VI.32) и (VI.33) и подставив в них σ вместо R, можно по заданным расчетным усилиям N и M и размерам поперечного сечения найти фактические напряжения в кладке σ по формулам:

при тавровом сечении

$$\sigma = \frac{N_п}{\varphi_и F_c \sqrt[3]{\frac{F_c}{F_c}}}; \qquad (VI.41)$$

при прямоугольном сечении

$$\sigma = \frac{N_п}{\varphi_и F \sqrt[3]{\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right)^2}}. \qquad (VI.42)$$

Затем по табл. VI.6—VI.13 принимаем соответствующую марку кладки (марки камня и раствора) и определяем несущую способность элемента по формуле (VI.32) или (VI 33).

Элементы, работающие на внецентренное сжатие, должны быть дополнительно рассчитаны на центральное сжатие в плоскости, перпендикулярной к плоскости действия момента.

Наибольшая величина эксцентриситета без продольной арматуры в растянутой зоне не должна превышать 0,9 y, в стенках толщиной 25 *см* и менее — 0,6 y.

Пример 10. Подобрать необходимые марки камня и раствора для простенка прямоугольного сечения (рис VI 43) и проверить его несущую способность при следующих данных $l = 103$ *см*, $b = 51$ *см*, $F = 103\ 51 = 5250$ *см*$^2 > 3000$ *см*^{2} $(m = 1)$, $l_0 = 360$ *см*, расчетная продольная сила $N_п = 28000$ *кг*, расчетный изгибающий момент $M = 390000$ *кгсм*.

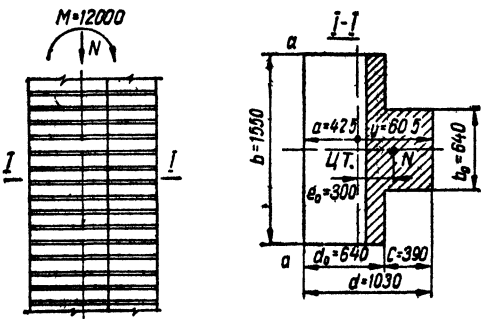


Рис. VI 44 К примеру 11.

Определяем величину эксцентриситета e_0

$$e_0 = \frac{M}{N_п} = \frac{390\,000}{28\,000} = 14 \text{ см}.$$

Имеет место случай больших эксцентриситетов, так как

$$e_0 = 14 \text{ см} > 0{,}45\,\frac{h}{2} = 0{,}45\,\frac{51}{2} = 11{,}5 \text{ см}.$$

Высота сжатой зоны h_c из формулы (VI.40)

$$h_c = h\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) = 51\left(1 - \frac{2 \cdot 14}{51}\right) = 23 \text{ см}.$$

Определяем гибкость простенка λ_h и коэффициент продольного изгиба $\varphi_н$. Предварительно по табл. VI.16 принимаем упругую характеристику $\alpha = 1000$, отвечающую марке раствора 25 и выше. Гибкость простенка и величина φ для всего сечения равны:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{360}{51} \approx 7; \quad \varphi = 0{,}94.$$

Гибкость сжатой части простенка и величина φ_c равны:

$$\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c} = \frac{360}{23} = 15{,}6; \quad \varphi_c = 0{,}76.$$

Приведенный коэффициент продольного изгиба при $e_0 > 0{,}45\,\frac{h}{2}$ по формуле (VI.34)

$$\varphi_н = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0{,}94 + 0{,}76}{2} = 0{,}85.$$

Фактически напряжения в кладке простенка по формуле (VI.42)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_н F \sqrt[3]{\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right)^2}} = \frac{28\,000}{0{,}85 \cdot 5250 \sqrt[3]{\left(1 - \frac{2 \cdot 14}{51}\right)^2}} = 10{,}7 \text{ кг/см}^2.$$

По табл. VI.6 принимаем кирпич марки 75 на растворе марки 25; им соответствует кладка с расчетным сопротивлением $R = 11$ кг/см².

Несущая способность простенка по формуле (VI.33)

$$[N] = \varphi R F \sqrt[3]{\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right)^2} = 0{,}85 \cdot 11 \cdot 5250 \sqrt[3]{\left(1 - \frac{2 \cdot 14}{51}\right)^2} = 28\,700 \text{ кг} \approx N_п = 28\,000 \text{ кг}.$$

Пример 11. Рассчитать простенок таврового сечения с размерами в плане, приведенными на рис. VI 44, и расчетной высотой $l_0 = 500$ см.

Определяем геометрические характеристики сечения

Площадь поперечного сечения простенка

$$F = 155 \cdot 64 + 64 \cdot 39 = 9920 + 2500 = 12\,420 \text{ см}^2.$$

Расстояние a от центра тяжести сечения до наружной грани полки и момент инерции сечения относительно центра тяжести находим с помощью графика на рис. IV.50 и по формулам (IV 33) и (IV.34). Для этого предварительно определяем:

$$\frac{b_0}{b} = \frac{64}{155} = 0{,}41; \quad \frac{d_0}{d} = \frac{64}{103} = 0{,}62.$$

По графику (см рис. IV 50) находим коэффициенты $\alpha = 0{,}411$; $\beta = 0{,}622$; по формулам (IV.33) и (IV 34) определяем:

$$a = \alpha h = 0{,}411 \cdot 103 = 42{,}5 \text{ см};$$

$$y = h - a = 103 - 42{,}5 = 60{,}5 \text{ см};$$

$$I = \beta \frac{bh^3}{12} = 0{,}62 \frac{155 \cdot 103^3}{12} = 8\,760\,000 \text{ см}^4;$$

радиус инерции сечения по формуле

$$r = \sqrt{\frac{I}{F}} = \sqrt{\frac{8\,760\,000}{12\,420}} = 26{,}5 \text{ см}.$$

Определяем гибкость простенка всего сечения по формуле (VI 8) и коэффициент продольного изгиба по табл. VI 18 предварительно при упругой характеристике кладки $\alpha = 750$

$$\lambda_r = \frac{l_0}{r} = \frac{500}{26{,}5} = 24{,}4; \quad \varphi = 0{,}925.$$

Определяем величину эксцентриситета e_0. На простенок действует расчетная продольная сила $N_п = 40000$ *кг* и момент $M = 1200000$ *кгсм*. Величина эксцентриситета

$$e_0 = \frac{M}{N_п} = \frac{1\,200\,000}{40\,000} = 30 \text{ см} > 0{,}45y.$$

Имеем, таким образом, случай внецентренного сжатия с большим эксцентриситетом.

Площадь сжатой части сечения (см. рис. VI.44) по формуле (VI.37)

$$F_c = 2(y - e_0)\,b_0 = 2(60{,}5 - 30)\,64 = 3900 \text{ см}^2;$$

гибкость сжатой части сечения по формуле (VI.35)

$$\lambda_{hc} = \frac{l_0}{2(y - e_0)} = \frac{500}{2(60{,}5 - 30)} = 8{,}2;$$

коэффициент продольного изгиба сжатой части сечения по табл. VI.18 при $\lambda_{hc} = 8{,}2$ и упругой характеристике кладки $\alpha = 750$, $\varphi_c = 0{,}895$;
приведенный коэффициент продольного изгиба

$$\varphi_и = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0{,}925 + 0{,}895}{2} = 0{,}91.$$

Определяем напряжения в кладке сжатой зоны по формуле (VI.41)

$$\sigma = \frac{N_п}{\varphi_и F_c \sqrt[3]{\dfrac{F}{F_c}}} = \frac{40\,000}{0{,}91 \cdot 3900 \sqrt[3]{\dfrac{12\,420}{3900}}} = 7{,}7 \text{ кг/см}^2;$$

По табл. VI.6 принимаем кирпич марки 75 на растворе марки 10; им соответствует кладка с расчетным сопротивлением $R = 9$ *кг/см*$^2 > \sigma = 7{,}7$ *кг/см*^{2}.

Расчет по раскрытию трещин. Если расчетная продольная сила N при внецентренном сжатии приложена к элементу с эксцентриситетом $e_0 > e_{пр}$, необходима дополнительная проверка сечения по третьему предельному состоянию — по раскрытию трещин (швов кладки).

При основном сочетании воздействий $e_{пр} = 0{,}7\,y$; при дополнительных сечениях $e_{пр} = 0{,}8\,y$.

Следует по возможности не допускать в каменной кладке при внецентренном сжатии эксцентриситетов, превышающих величины $e_{пр}$, и в необходимых случаях увеличивать размеры поперечного сечения столба.

Расчет производят исходя из следующих предпосылок: усилия определяют по расчетным нагрузкам; эпюру напряжений принимают линейно изменяющейся как для упругого тела; в работе на сжатие учитывают все сечение элемента (без раскрытия трещин).

Несущую способность элемента при тавровом сечении определяют по формуле

$$N \leqslant [N] = \frac{m_{тр} \cdot R_{р.и} F}{\dfrac{F(h - y)\,e_0}{I} - 1}, \qquad \text{(VI.43)}$$

где $m_{тр}$ — коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин (табл. VI.27);

$R_{р.и}$ — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе (см. табл. VI.8);

F и I — площадь и момент инерции всего сечения;

h и y — высота сечения и расстояние от центра тяжести до наиболее сжатого края в *см*.

При прямоугольном сечении

$$N \leqslant [N] = \frac{m_{тр} R_{р.и} F}{\dfrac{6e_0}{h} - 1}. \qquad \text{(VI.44)}$$

Таблица VI.27

Коэффициент условий работы кладки по раскрытию трещин $m_{тр}$

Условия работы кладки	Степень долговечности зданий		
	I	II	III
Неармированная внецентренно нагруженная и растянутая кладка	1,5	2	3
То же, с гидроизоляционной штукатуркой для конструкций, работающих на гидростатическое давление жидкости	1,2	1,5	2
То же, с кислотоупорной штукатуркой или облицовкой на замазке на жидком стекле	0,8	1	1
То же, с декоративной штукатуркой для конструкций с повышенной отделкой	1,2	1,2	—

При расчете определяем несущую способность столба, как из условий прочности кладки сжатой зоны по формуле (VI.32) или (VI.33), так и из условия недопущения образования трещин в кладке растянутой зоны по формуле (VI. 43) или (VI.44). При этом расчетной несущей способностью будет наименьшая из найденных величин $[N]$.

Пример 12. Рассчитать столб сечением 64×64 *см* ($F=4096$ *см*²) и $l_0=450$ *см*; нагруженный продольной силой N с эксцентриситетом $e_0=24$ *см*. Столб сложен из кирпича марки 100 на растворе марки 25; $R=13$ *кг/см*²; $e_0=24$ *см* $>e_{пр}=0,7\frac{h}{2}=$ $=0,7\frac{64}{2}=22,4$ *см*. Так как $e_0>e_{пр}$, проверяем несущую способность столба по прочности и на раскрытие трещин.

Определяем высоту сжатой зоны сечения по формуле (VI 40)

$$h_c=h\left(1-\frac{2e_0}{h}\right)=64\left(1-\frac{2\cdot 24}{64}\right)=16\ см.$$

Гибкость столба (всего сечения) по формуле (VI 7) и коэффициент продольного изгиба при $\alpha=1000$ и табл. VI.17 равны:

$$\lambda_h=\frac{l_0}{h}=\frac{450}{64}\approx 7;\quad \varphi=0,94;$$

гибкость сжатой части сечения и величина φ_c

$$\lambda_{hc}=\frac{l_0}{h_c}=\frac{450}{16}=28;\quad \varphi_c=0,49.$$

Приведенный коэффициент продольного изгиба по формуле (VI 34)

$$\varphi_и=\frac{\varphi+\varphi_c}{2}=\frac{0,94+0,49}{2}=0,715.$$

Подставляя значения $\varphi_и$, R и F в формулу (VI.33), найдем несущую способность столба $[N]$ из условий прочности на сжатие

$$[N]=\varphi_и RF\sqrt[3]{\left(1-\frac{2e_0}{h}\right)^2}=0,715\cdot 13\cdot 4096\sqrt[3]{\left(1-\frac{2\cdot 24}{64}\right)^2}=15\,000\ кг.$$

Несущая способность столба из условия трещиностойкости по формуле (VI.44) при $m_{тр}=1,5$ (см табл. VI.27) и $R_{р\,и}=2,5$ *кг/см*².

$$[N]=\frac{m_{тр}R_{р\,и}F}{\frac{6e_б}{h}-1}=\frac{1,5\cdot 2,5\cdot 4096}{\frac{6\cdot 24}{64}-1}=12250\ кг.$$

Таким образом, расчетной является несущая способность по раскрытию трещин $[N]=12250$ *кг*.

РАСЧЕТ МАССИВНОЙ СТЕНЫ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

При расчете наружной продольной стены многоэтажного здания выделяют отрезок, равный расстоянию между осями окон (рис. VI.45), и определяют нагрузку N_i, приходящуюся на сечение простенка. Нагрузкой в сечении является вес всей конструкции, расположенной выше рассматриваемого сечения (стена, перекрытие, крыша и др.). Кроме усилия N_i, в сечениях простенков возникает момент $M_i = P_i\ e_i$ от веса перекрытия P_i, расположенного над рассматриваемым этажом с эксцентриситетом e_1 до оси простенка.

Толщину стены верхних пяти этажей принимают 51 *см* (два кирпича) из условий обеспечения нормальной температуры внутри помещений при расчетной температуре наружного воздуха —20° (см. табл. VI.19); стена нижних этажей утолщена на полкирпича до 64 *см* из условий прочности простенков.

По усилиям N_i и M_i и заданным размерам проверяется прочность простенков как наиболее слабых элементов стены.

Расчет простенка состоит в подсчете нагрузок, назначении размеров поперечных сечений простенка, в определении напряжений в кладке и в подборе соответствующих марок неармированной или армированной кладки.

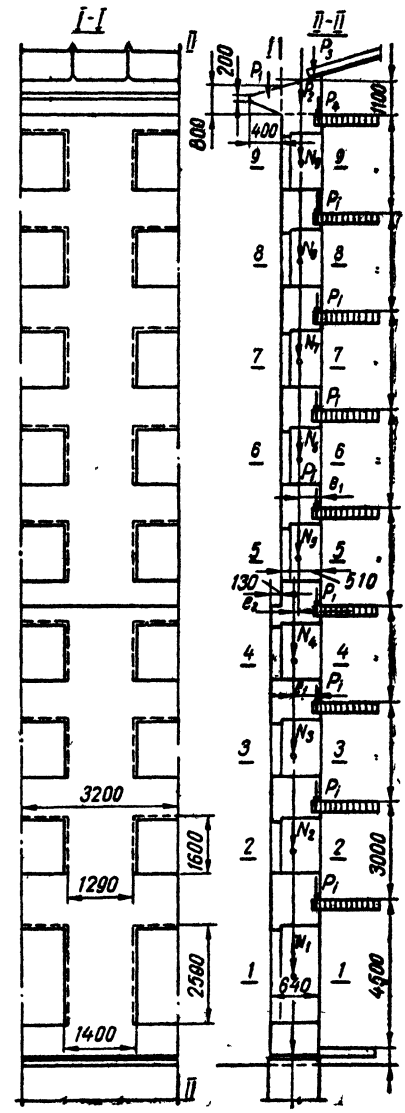


Рис. VI.45. К примеру 13.

Пример 13. Рассчитать наружную продольную стену 9-этажного здания. Расчет ведем в следующем порядке.

1. Составляем расчетную схему стены и точки приложения сил N_i, P_i и эксцентриситетов e_1 и e_2 (см. рис. VI. 45). Такая схема уберегает от ошибок при подсчете нагрузок.

2. Подсчитываем величины нагрузок — вес одного этажа стены толщиной 51 и 64 *см* (с внутренней штукатуркой 53 и 66 *см*) и длиной 3,2 *м*. При подсчете веса стены учитывают наличие в ней оконных проемов, уменьшающих вес. Площадь окон по отношению к площади стены в данном случае составляет 23%. Объемный вес кирпичной кладки со штукатуркой $\gamma_к = 1700$ *кг/м*³. Коэффициент перегрузки $n_п = 1{,}1$.

Вес карниза длиной 3,2 *м* . $1{,}1 \cdot 0{,}4 \cdot \frac{0{,}2+0{,}8}{2} \times 3{,}2 \cdot 2000 = 1400$ *кг*

Вес стены выше чердачного перекрытия . . . . . $1{,}1 \cdot 0{,}51 \cdot 1{,}1 \cdot 3{,}2 \cdot 1700 = 3350$ *кг*

Вес стены одного этажа толщиной 53 *см* . . . . . $1{,}1 \cdot 0{,}53 \cdot 3{,}0 \cdot 3{,}2 \cdot 0{,}77 \cdot 1700 = 7300$ *кг*

То же, толщиной 66 *см* . . $1{,}1 \cdot 0{,}66 \cdot 3{,}0 \cdot 3{,}2 \cdot 0{,}77 \cdot 1700 = 9150$ *кг*

Вес стены первого этажа толщиной 66 *см* . . . . . $1{,}1 \cdot 0{,}66 \cdot 4{,}5 \cdot 3{,}2 \cdot 0{,}77 \cdot 1700 = 13600$ *кг*

Нагрузку от крыши со снегом, чердачного и междуэтажных перекрытий собираем с площади $F = \frac{5{,}6}{2} 3{,}2 \approx 9{,}0$ *м*². Вес 1,0 *м*² (с коэффициентом перегрузки) крыши со сне-

гом 220 *кг*; чердачного перекрытия — 440 *кг*; междуэтажного перекрытия — постоянная $g_п = 356$ *кг*, временная $p = 210$ *кг*.

Нагрузка на один простенок:

От веса крыши со снегом	220·9=2000 *кг*
То же, чердачного перекрытия с временной нагрузкой	440·9=4000 »
Постоянная от веса одного междуэтажного перекрытия G	410·9=3700 »
То же, временная P	210·9=1900 »

Полная продольная сила N_i (вес стены G_c, перекрытия $G_п + P$) от одного этажа, приходящаяся в сечении простенка i-го этажа, и положение этих сил относительно оси стены (эксцентриситеты e_1 и e_2) помещены в таблице.

Предварительно найдена продольная сила N_9 — вес стены верхнего этажа, включающая вес карниза, стены выше чердака, крыши со снегом, чердачного перекрытия и верхней половины стены

$$N_9 = 1400 + 3350 + 2000 + 4000 + \frac{7300}{2} = 14\,400 \text{ кг}.$$

При подсчете временной нагрузки по перекрытиям P_i учтено указание норм об ее уменьшении против нормативных в зданиях высотой более двух этажей.

3. Определяем расчетные моменты M_i в простенках поэтажно, начиная с верхнего этажа от сил P_i и N_i, и общий эксцентриситет e_0 относительно оси стены. При этом, учитывая незначительную разницу между моментами в сечении под перекрытием и вверху простенка, расчет берем по величинам моментов, вычисляемых в уровне перекрытий (см. таблицу).

Наибольший момент M и эксцентриситет e_0 имеют место в простенке 4-го этажа, где моменты от веса перекрытия и стены суммируются.

4. Определяем напряжения в кладке простенков. Кладка работает на внецентренное сжатие с малым эксцентриситетом $e_0 < 0{,}45\,\frac{h}{2}$. Напряжения определяем по формуле (VI.24).

Величину коэффициента продольного изгиба, входящего в формулу, определяем по табл. VI.18, для чего предварительно находим гибкость простенка λ_h по формуле (VI.7):

при толщине стены $h = 51$ *см* и $l_0 = 300$ *см*

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{300}{51} \approx 6; \quad \varphi = 0{,}955;$$

при толщине стены $h = 64$ *см* и $l_0 = 300$ *см*

$$\lambda_h = \frac{300}{64} = 4{,}7; \quad \varphi = 0{,}975;$$

при толщине стены $h = 64$ *см* и $l_0 = 450$ *см*

$$\lambda_h = \frac{450}{64} = 7; \quad \varphi = 0{,}94.$$

Величина площади простенка F, входящей в формулу VI.24, при $h = 51$ *см*

$$F = 129 \cdot 51 = 6580 \text{ см}^2;$$

при $h = 64$ *см*

$$F = 129 \cdot 64 = 8260 \text{ см}^2.$$

5. По найденным напряжениям подбираем марки кладки (кирпича и раствора; см. таблицу к примеру).

Величины усилий N_i и M_i в сечениях простенков и марки кладки (к примеру 13)

Этаж и сечение	Нагрузка от веса стены и перекрытия одного этажа в *кг*: стены G_c	перекрытия: постоянная нагрузка $G_п$	перекрытия: временная нагрузка P	перекрытия: $P_i = G_п + P$	полный вес $G_c + P_i$	Полная продольная сила в сечении N_i в *кг*	Эксцентриситеты сил в *см*: P_i / e_1	N_i / e_2	Момент в сечении $M_i = P_i e_1 + N_i e_2$ в *кгсм*	Эксцентриситет $e_0 = \frac{M_i}{N_i}$ в *см*	Напряжения сжатия в кладке $\sigma = \frac{N\left(1+\frac{2e_0}{h}\right)}{\varphi F}$ в *кг/см²*	Марка: кирпича	Марка: раствора
												по табл. VI. 6	
9—9	—	—	—	—	14400	14400	—	—	—	—	—	—	—
8—8	7300	3700	1900	5600	12900	27300	20	—	$5620 \cdot 20 = 112000$	$\frac{112000}{27360} = 4,1$	$\frac{27300\left(1+\frac{2 \cdot 4,1}{51}\right)}{0,955 \cdot 6580} = 5,1$	75	10
7—7	7300	3700	1900	5600	12900	40200	20	—	112000	$\frac{112000}{40200} = 2,8$	$\frac{40200\left(1+\frac{2 \cdot 2,8}{51}\right)}{0,955 \cdot 6580} = 7,1$	75	10
6—6	7300	3700	1620	5320	12620	52820	20	—	$5300 \cdot 20 = 106400$	$\frac{106400}{52820} = 2$	$\frac{52820\left(1+\frac{2 \cdot 2}{51}\right)}{0,955 \cdot 6580} = 9,1$	25	25
5—5	7300	3700	1620	5320	12620	65420	20	—	106400	$\frac{106400}{65420} = 1,6$	$\frac{65420\left(1+\frac{2 \cdot 1,6}{51}\right)}{0,955 \cdot 6580} = 11,2$	100	25

Продолжение

Этаж и сечение	Нагрузка от веса стены и перекрытия одного этажа в *кг*: стены G_c	перекрытия: постоянная нагрузка $G_п$	перекрытия: временная нагрузка P	$P_i = G_п + P$	полный вес $G_c + P_i$	Полная продольная сила в сечении N_i в *кг*	Эксцентриситеты сил в *см*: P_i (e_1)	N_i (e_2)	Момент в сечении $M_i = P_i e_1 + N_i e_2'$ в *кгсм*	Эксцентриситет $e_0 = \frac{M_i}{N_i}$ в *см*	Напряжения сжатия в кладке $\sigma = \frac{N\left(1+\frac{2e_0}{h}\right)}{\varphi F}$ в *кг/см²*	Марка: кирпича	Марка: раствора
												по табл. VI. 6	
4—4	$\frac{7300+9150}{2} = 8220$	3700	1330	5030	13250	78630	26	6,5	$5030 \cdot 26 + 78630 \times 6,5 = 642000$	$\frac{642000}{78630} = 8,2$	$\frac{78630\left(1+\frac{2 \cdot 8,2}{64}\right)}{0,975 \cdot 8200} = 12$	100	25
3—3	9150	3700	1330	5030	14180	92800	26	—	$5030 \cdot 26 = 130800$	$\frac{130800}{92800} = 1,4$	$\frac{92800\left(1+\frac{2 \cdot 14}{64}\right)}{0,975 \cdot 8260} = 11,9$	100	25
2—2	9150	3700	1140	4840	13990	105760	26	—	$4840 \cdot 26 = 126000$	$\frac{126000}{105710} = 1,2$	$\frac{105760\left(1+\frac{2 \cdot 1,2}{64}\right)}{0,975 \cdot 8260} = 13,6$	100	50
1—1	$\frac{9150+13600}{2} = 11380$	3700	1140	4840	16220	120710	26	—	126000	$\frac{126000}{120710} = 1$	$\frac{120710\left(1+\frac{2 \cdot 1}{64}\right)}{0,94 \cdot 8260} = 15,9$	100	75

РАСЧЕТ СТОЛБОВ И ПРОСТЕНКОВ ПО ТАБЛИЦЕ

Для облегчения расчета каменных столбов и простенков прямоугольного сечения, работающих на центральное или внецентренное сжатие, когда $e_0 \leqslant 0{,}225\,h$, составлена табл. VI.28, позволяющая подбирать сечение этих элементов как неармированных, так и армированных.

В табл. VI.28 даны величины:

$[N_к]$ — расчетная несущая способность неармированной кладки столба при различных марках камня и раствора;

$[N_а]$ — увеличение несущей способности кладки за счет арматуры, укладываемой в горизонтальные швы кладки; величина $[N_а]$ зависит от диаметра d стержней сетки, шага c между стержнями и расстояния s между сетками по высоте столба.

Величины $[N_к]$ и $[N_а]$ определены для столбов высотой $h = 3{,}0 \div 4{,}0$ *м* (высота этажа гражданских зданий).

Расчет с помощью таблицы состоит в следующем.

По горизонтальной строке, соответствующей принятому поперечному сечению столба $b \times h$, находим: при неармированной кладке — величину $[N_к]$ и соответствующие марки камня и раствора, а при армированной кладке — величины $[N_к] + [N_а]$ и d, c, s. При этом должны быть соблюдены следующие зависимости:

а) при центральном сжатии неармированной кладки

$$N_п \leqslant [N_к]; \qquad \text{(VI.45)}$$

б) при центральном сжатии армированной кладки

$$N_п \leqslant [N_к] + [N_а]; \qquad \text{(VI.46)}$$

в) при внецентренном сжатии неармированной кладки

$$N\left(1 + \frac{2e_0}{h}\right) \leqslant [N_к]; \qquad \text{(VI.47)}$$

г) при внецентренном сжатии армированной кладки

$$N\left(1 + \frac{2e_0}{h}\right) \leqslant [N_к] + [N_а]\left(1 - \frac{4e_0}{h}\right). \qquad \text{(VI.48)}$$

В случаях «б» и «г» величина $[N_а]$ должна быть меньше или равна $[N_к]$.

Пример 14. Подобрать марки кирпича и раствора центрально сжатого столба при таких данных: расчетная нагрузка $N = 60{,}5$ *т*; сечение столба $b \times h = 77 \times 64$ *см*

По строке 77×64 *см* (табл. VI 28) находим величину $[N_к] = 61{,}5$ *т* (ближайшую величину $N = 60{,}5$ *т*) и соответствующие ей марки кирпича 100 и раствора 25 или кирпич марки 75 и раствор марки 50.

Пример 15. Рассчитать армирование столба сечением $b \times h = 64 \times 51$ *см* Расчетная нагрузка $N = 60{,}5$ *т* приложена центрально. Камень марки 100; раствор марки 50.

По строке $b \times h = 64 \times 51$ *см* и заданным маркам камня 100 и раствора 50 находим несущую способность столба $[N_к] = 46$ *т*. Она меньше расчетной нагрузки $N = 60{,}5$ *т*. Для увеличения несущей способности столба кладку армируем сетками «зигзаг». Часть расчетной нагрузки, передаваемая на сетки, $N_а = N - [N_к] = 60{,}5 - 46 = 14{,}5$ *т*. По таблице справа по строке 64×51 *см* находим величину $[N_а] = 16$ *т*; по вертикальному столбу $[N_а] = 16$ *т* вверху находим соответствующие ей $d = 5$ *мм*; $s = 30$ *см* и $c = 8$ *см*.

Пример 16. Найти марки камня и раствора простенка четвертого этажа сечением 77×64 *см* при таких данных: расчетная нагрузка на простенок $N = 45{,}5$ *т*; расчетный момент от веса перекрытия $M = 1{,}52$ *тм*.

Находим:

эксцентриситет

$$e_0 = \frac{152\,000}{55\,000} = 3{,}3 \text{ см};$$

Таблица VI.28

Таблица для расчета каменных столбов (простенков) прямоугольного сечения из неармированной и армированной кладки при центральном и внецентренном сжатии, когда $e_0 \leq 0{,}225\,h$

Размеры столба, простенка $b \times h$ в *см*	Марка раствора	Несущая способность кладки столба $[N_к]$ в *т* из кирпича всех видов, керамических камней с щелевидными вертикальными пустотами шириной 12 *мм* и других камней правильной формы и чистой тески на тяжелых растворах при марке камня						Несущая способность сеток $[N_a]$ из стали класса А-1 при *d* в *мм*																	
								4						5						6					
								при шаге *s* в *см*																	
								15			30			15			30			15			30		
								и шаге *c* в *см*																	
		50	75	100	125	150	200	6	8	10	6	8	10	6	8	10	6	8	10	6	8	10	6	8	10
38×38	10	6,8	8,7	9,7	11,7	12,6	15,5																		
	25	9,3	11,3	13,3	14,4	15,4	16,4																		
	50	10,3	13,4	15,4	17,5	18,5	22,6	7,6	5,8	4,6	3,8	2,9	2,3	12,0	9,0	7,2	6,0	4,5	3,6	17,2	13,0	10,4	8,6	6,5	5,2
	75	11,3	14,4	17,5	19,5	20,6	25,7																		
	100	—	15,4	18,5	20,6	22,6	27,8																		
51×38	10	9,2	11,8	13,1	15,8	17,1	21,0																		
	25	12,5	15,3	18,1	19,5	20,4	25,1																		
	50	13,9	18,1	20,9	23,7	25,1	30,7	10,4	7,8	6,2	5,2	3,9	3,1	16,2	12,2	9,8	8,1	6,1	4,9	23,6	17,8	14,0	11,8	8,9	7,8
	75	15,3	19,5	23,7	26,5	27,9	34,9																		
	100	—	20,9	25,1	27,9	30,7	37,5																		
64×38	10	11,4	14,6	16,3	19,6	21,2	26,1																		
	25	15,9	19,0	22,4	24,2	25,9	31,1																		
	50	17,2	22,4	25,9	29,4	31,1	38,0	13,9	9,8	7,8	6,5	4,9	3,9	20,2	15,2	12,2	10,1	7,6	6,1	29,1	21,8	17,4	14,5	10,9	8,7
	75	19,0	24,2	29,4	32,8	34,5	43,2																		
	100	—	25,9	31,1	34,6	38,0	46,6																		
51×51	10	13,1	16,8	18,7	22,4	24,3	30,0																		
	25	17,6	21,5	25,4	27,4	29,4	35,2																		
	50	19,5	25,4	29,4	33,2	36,2	43,0	14,0	10,4	8,3	7,0	5,2	4,1	21,6	16,4	13,0	10,8	8,2	6,5	31,2	23,5	18,6	15,6	11,7	9,3
	75	21,5	27,4	33,2	37,2	39,1	48,9																		
	100	—	29,3	35,2	39,1	43,0	52,8																		

90×64	10	37,9	48,7	54,0	65,0	70,5	86,5	48,2	36,0	28,8	24,1	18,0	14,4	74,8	56,4	45,2	37,4	28,2	22,6	108,0	81,0	64,6	54,0	40,5	32,3
	25	48,8	59,8	70,7	75,6	81,5	98,0																		
	50	54,4	70,7	81,5	92,4	98,0	120,0																		
	75	59,8	76,1	92,5	103,5	109,0	136,0																		
	100	—	81,5	98,0	109,0	120,0	147,0																		
103×64	10	43,4	55,6	62,0	74,3	80,5	99,0	55,2	41,4	33,0	27,6	20,7	16,5	85,6	64,6	51,6	42,8	32,3	25,8	123,4	93,0	74,0	61,7	46,5	37,0
	25	57,0	69,5	82,2	88,5	94,7	114,0																		
	50	63,2	82,2	94,7	107,5	114,0	139,0																		
	75	69,5	88,5	107,5	120,0	126,5	158,0																		
	100	—	94,7	114,0	126,5	139,0	171,0																		
77×77	10	39,9	51,3	56,9	68,3	74,0	91,0	49,6	37,1	29,6	24,8	18,5	14,8	77,0	58,0	46,4	38,5	29,0	23,2	111,0	83,4	66,6	55,5	41,7	33,3
	25	52,2	63,8	75,5	81,2	87,0	104,5																		
	50	58,0	75,5	87,0	98,5	104,5	127,5																		
	75	63,8	81,2	98,5	110,0	116,0	145,0																		
	100	—	87,0	104,5	116,0	127,5	156,5																		
90×90	10	55,0	70,8	78,7	94,5	102,0	126,0	67,6	50,8	40,4	33,8	25,4	20,2	105,2	79,2	63,6	52,6	39,6	31,8	152,0	114,2	91,0	76,0	57,1	45,5
	25	72,3	88,3	104,2	112,2	120,5	144,5																		
	50	80,3	104,2	120,5	136,5	144,5	176,5																		
	75	88,3	112,4	136,5	152,5	160,5	200,0																		
	100	—	120,5	144,5	160,5	176,5	216,5																		
103×103	10	73,5	94,5	105,0	126,0	136,5	168,0	88,6	66,4	53,0	44,3	33,2	26,5	138,0	104,0	83,2	69,0	52,0	41,6	198,6	139,6	119,6	99,3	69,8	59,8
	25	95,5	116,5	138,0	148,5	159,0	191,0																		
	50	106,0	138,0	159,0	180,5	191,0	233,0																		
	75	116,5	148,5	180,5	201,5	212,0	265,0																		
	100	—	159,0	191,0	212,0	233,0	286,0																		

Примечания: 1. Несущая способность сеток $[N_a]$ дана для стали класса А-I; при сетках из обыкновенной арматурной проволоки величина $[N_a]$, найденная по таблице, умножается на 1,2.

2. Расстояние s между сетками «зигзаг» — это расстояние между сетками со стержнями одного направления (рис. VI.29).

3. При столбах с площадью поперечного сечения $F < 0{,}3$ $м^2$ учтен коэффициент условий работы $m = 0{,}8$.

Продолжение табл. VI.28

Размеры столба, простенка $b \times h$ в *см*	Марка раствора	Несущая способность кладки столба $[N_к]$ в *т* из кирпича всех видов, керамических камней с щелевидными вертикальными пустотами шириной 12 *мм* и других камней правильной формы и чистой тески на тяжелых растворах при марке камня						Несущая способность сеток $[N_a]$ из стали класса А-I при *d* в *мм*																	
								4						5						6					
								при шаге *s* в *см*																	
								15			30			15			30			15			30		
								при шаге *c* в *см*																	
		50	75	100	125	150	200	6	8	10	6	8	10	6	8	10	6	8	10	6	8	10	6	8	10
64×51	10	20,6	26,5	29,4	35,3	38,3	47,0																		
	25	27,6	33,8	40,0	43,0	46,0	55,2																		
	50	30,7	40,0	46,0	52,2	55,2	67,5	28,3	20,4	16,3	13,6	10,2	8,1	41,4	32,0	25,6	20,7	16,0	12,8	61,2	46,0	36,6	30,6	23,0	18,3
	75	33,8	43,0	52,2	58,4	61,4	76,7																		
	100	—	46,0	55,2	61,4	67,5	83,0																		
77×51	10	24,7	31,8	35,4	42,5	46,0	56,6																		
	25	33,3	40,6	48,1	51,8	55,5	66,6																		
	50	37,0	48,1	55,5	62,8	70,2	81,5	32,8	24,6	19,6	16,4	12,3	9,8	51,2	38,4	30,8	25,6	19,2	15,4	73,6	55,4	44,2	36,8	27,7	22,1
	75	40,7	51,8	62,8	70,3	74,0	92,5																		
	100	—	55,5	66,5	74,0	81,4	100,0																		
90×51	10	28,9	37,1	41,3	49,5	53,6	66,0																		
	25	39,8	47,4	56,0	60,4	64,7	77,6																		
	50	43,1	56,0	64,7	73,4	77,6	95,0	38,4	28,8	23,0	19,7	14,4	11,5	59,8	45,0	36,0	29,9	22,5	18,0	90,6	64,8	51,8	45,3	32,4	25,9
	75	47,5	60,4	73,4	82,0	86,3	107,8																		
	100	—	65,0	77,8	86,5	95,2	116,6																		
64×64	10	26,9	34,6	38,4	46,1	50,0	61,5																		
	25	35,3	43,1	51,0	54,9	58,8	70,6																		
	50	39,2	51,0	58,8	66,6	70,6	86,2	34,2	25,6	20,4	17,1	12,8	10,2	53,2	40,0	32,0	26,6	20,0	16,0	76,8	57,6	46,0	38,4	28,8	23,0
	75	43,1	55,0	66,6	74,5	79,4	98,0																		
	100	—	58,8	70,6	78,5	86,2	106,0																		
77×64	10	32,5	41,6	46,4	55,6	60,3	70,4																		
	25	42,6	52,0	61,5	66,2	71,0	85,0																		
	50	47,3	61,5	71,0	81,0	85,0	104,0	41,2	30,8	24,6	20,6	15,4	12,3	64,2	48,2	38,6	32,1	24,1	19,3	92,4	69,6	55,4	46,2	34,8	27,7
	75	52,0	66,2	81,3	89,5	94,5	118,0																		
	100	—	71,0	85,0	94,5	104,0	127,5																		

расчетную нагрузку при $e_0=3{,}3$ *см* по формуле (VI.47)

$$N\left(1+\frac{2e_0}{h}\right)=45\,500\left(1+\frac{2\cdot 3{,}3}{64}\right)=51{,}4\ т.$$

По строке 77×64 *см* находим величину $[N_к]=52$ *т* и соответствующие марку камня $R_к=75$ и марку раствора $R_р=25$.

Пример 17. Рассчитать простенок первого этажа сечения 77×64 *см* при $N=95{,}6$ *т* и $M=1{,}52$ *тм*. Находим:

$$e_0=\frac{M}{N}=\frac{152\,000}{95\,600}=1{,}6\ см;$$

расчетную нагрузку при $e_0=1{,}6$ *см* по формуле (VI.47)

$$N\left(1+\frac{2\cdot 1{,}6}{64}\right)=95{,}6\cdot 1{,}05=100\ т.$$

По строке 77×64 *см* находим (при кладке из керамических камней или кирпича марки 100 на растворе марки 75) величину $[N_к]=81{,}0\ т<N=100$ *т*. Для увеличения несущей способности простенка кладку армируем сетками «зигзаг».

Усилие сжатия $N_а$, которое должно быть передано на арматуру по формуле (VI.48),

$$N_а\left(1-\frac{4e_0}{h}\right)=100-81=19\ т,$$

или

$$N_а=\frac{19}{1-\frac{4e_0}{h}}=\frac{19}{1-\frac{4\cdot 1{,}6}{64}}=21{,}1\ т.$$

По той же строке 77×64 *см* справа находим величину $[N_а]=24{,}1$ *т*, а вверху столбца $d=5$ *мм*, $s=15$ *см* и $c=8$ *см*.

С помощью табл. VI.28 могут быть рассчитаны также простенки, имеющие по фасаду размеры большие, чем приведенные в таблице. В этом случае простенок рассматривается как бы состоящим из двух простенков с суммарной несущей способностью. Так, простенок размером 116×51 *см* имеет несущую способность двух простенков 51×51 и 64×51 *см*.

ОБЛИЦОВКА КЛАДКИ НАРУЖНЫХ СТЕН

Облицовка наружных стен производится с целью архитектурного оформления фасада и защиты стены от влияния атмосферных осадков. Для облицовки обычно применяются материалы, обладающие большой влаго- и морозоустойчивостью. К ним относятся естественные камни твердых пород, хорошо обожженные искусственные камни (лицевой кирпич и керамика) и бетонные плиты. Естественные камни являются весьма дорогостоящим материалом и применяются обычно для облицовки частей стен, которые при эксплуатации чаще подвергаются увлажнению и механическим повреждениям (цоколь). Стены обычно облицовываются лицевым кирпичом, керамическими плитами и реже бетонными.

Для облицовки элементов конструкций гражданских зданий применяются также алюминиевые сплавы. Они обладают хорошей коррозионной стойкостью, малым удельным весом (около 2,7), большой пластичностью (деформативностью) и относительно высокими показателями прочности. Характеристики алюминиевых сплавов зависят от легирующих компонентов — меди, марганца, магния, кремния, добавляемых в определенных пропорциях к основному элементу — алюминию, а также от термической обработки изделий. Алюминиевые сплавы после термической обработки приобретают бо́льшую прочность — дюралюмин и другие высокопрочные сплавы.

Алюминиевые сплавы, обладающие хорошей пластичностью, легко поддаются механической обработке под давлением — прокатке, прессованию, ковке. В результате получаются изделия — листы, используемые для облицовки стен, гнутые профили для тяг и карнизов и других архитектурных элементов здания, защищающие здания от атмосферного влияния. В настоящее время почти на все производимые полуфабрикаты из алюминиевых сплавов имеются государственные стандарты, в которых указаны основные размеры изделий и их механические характеристики.

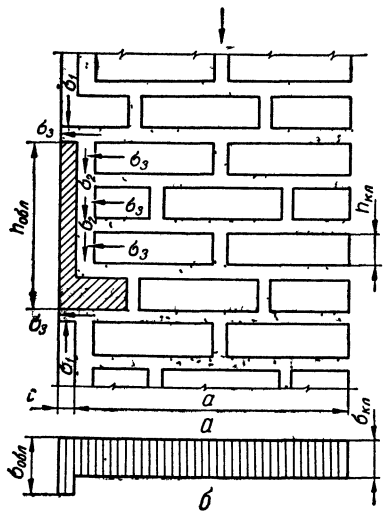


Рис. VI.46. Облицовка кладки:
а — силы, возникающие в облицовке при сжатии кладки, *б* — эпюра напряжений в облицовке и кладке

Лицевой силикатный кирпич имеет более четкие грани, более однородную по цвету поверхность. Он укладывается одновременно с кладкой стен, не требуя устройства специальных подмостей. Лицевому кирпичу следует по возможности отдавать предпочтение перед другими облицовочными камнями (кабанчик, керамические плиты и др.), так как, выполняя функции облицовки, он одновременно участвует в восприятии сжимающих усилий. При выполнении облицовки из керамических плит одновременно с кладкой (рис. VI.46, *а*) часто имеет место появление в облицовке сначала трещин, а затем разрушение и выпадение отдельных плит как в процессе строительства, так и через некоторое время после его окончания. Разрушение облицовочных плит наблюдается в наиболее напряженных частях стен — обычно в простенках нижних этажей многоэтажных зданий, где полностью используется несущая способность кладки.

Особенности совместной работы на сжатие каменной кладки с керамическими плитами и причины появления в последних трещин и разрушения следующие:

1) различная прочность материалов;
2) неодинаковая высота плиты облицовки и ряда кладки;
3) влияние ползучести;
4) изгиб плит облицовки.

1. Керамические плиты обычно имеют большую прочность и обладают значительно более высоким модулем упругости, чем кирпичная кладка. Работая совместно как двухслойная кладка, оба материала получают одинаковую по величине деформацию сжатия, но нагрузка, приложенная к такому элементу, распределяется между кладкой и облицовкой пропорционально не только площадям поперечного сечения, но и их модулям упругости. Вследствие этого в элементе происходит перераспределение внутренних усилий — переход некоторой части усилия сжатия с материала с меньшим модулем на материал с большим модулем упругости (см. рис. VI.46, *б*) — с кладки на облицовку и увеличение в облицовке напряжений сжатия.

2. Плиты облицовки обычно имеют высоту 225—300 *мм*; ряд кирпичной кладки — 75÷150 *мм*. Поэтому на высоту плиты облицовки приходится несколько рядов кладки и растворных швов с меньшей прочностью и меньшим модулем упругости, чем кирпичная кладка. Растворные швы с малым модулем упругости создают условия для дополни-

тельного перераспределения усилий — перехода части усилия сжатия с кладки на облицовку и концентрации в ней напряжений сжатия.

3. Перераспределение внутренних усилий между кладкой и облицовкой происходит не только в период строительства (по мере увеличения внешней нагрузки), но также в течение длительного времени после его окончания — под влиянием деформаций ползучести, протекающих во времени без добавления нагрузки. Влиянием ползучести кладки объясняется то, что во многих случаях облицовка начинает разрушаться через большой промежуток времени (1—3 года) после облицовки.

4. Напряжения сжатия, приходящиеся на вертикальную полку облицовки, передаются частично центрально (σ_1) через горизонтальные швы облицовки и частично внецентренно силами сцепления (σ_2), возникающими односторонне по внутренней грани вертикальной полки. Напряжения σ_1 и σ_2 вызывают продольный изгиб вертикальной полки, срез и поперечный изгиб горизонтальной — закладной полки. Эти напряжения также являются следствием различных по величине деформаций облицовки, кирпича и раствора горизонтальных швов. Вертикальные полки работают также на поперечный изгиб под действием напряжений σ_3, возникающих на участках между горизонтальными полками при поперечном расширении кладки. Изгиб и срез полок являются основными причинами появления трещин в облицовке.

Опыты показывают, что если нагрузку на элемент довести до величины, при которой в облицовке появляются первые трещины, т. е. до полного исчерпания несущей способности облицовки, несущая способность кладки полностью не используется. Кладка элемента остается монолитной — без трещин, способной и далее нести нагрузку от веса здания (напряжения в облицовке $\sigma_{обл}$, соответствующие появлению в ней первой трещины, равны $m_к \sigma_к$, где $m_к < 1$ — коэффициент использования прочности кладки). Таким образом, керамическая облицовка при совместной работе с кладкой на сжатие разрушается при меньших деформациях, чем основная кладка, или при полном использовании прочности кладки; сопротивление облицовки сжатию, срезу, изгибу и растяжению оказывается недостаточным и происходит разрушение и отслаивание отдельных вертикальных полок облицовки. Это особенно заметно при внецентренном сжатии с эксцентриситетом в сторону облицовки, где краевые напряжения и деформации, соответствующие появлению в облицовке первых трещин, больше, чем при центральном сжатии, и вследствие этого еще меньше используется несущая способность кладки. То же происходит в армированной кладке, где вместе с повышением расчетного сопротивления растут деформации кладки и переход усилия сжатия на облицовку.

Керамическая облицовка, выполняемая одновременно с кладкой, в настоящее время не применяется.

ПРОЧНОСТЬ КЛАДКИ ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ — СМЯТИИ

Расчет состоит в определении величин напряжений в кладке, которые не должны превышать расчетных сопротивлений кладки смятию $R_{см}$. Различают, как было указано, смятие кладки в местах опирания столбов, стоек (см. рис. VI.31, *а*, *б*, *д*) и смятие кладки под концами балок, прогонов (см. рис. VI.31, *в*, *г*).

Смятие кладки под столбами, стойками. При центральной и внецентренной (при $e \leqslant 0{,}17\,h$) передаче нагрузки N несущая способность

кладки определяется по формуле

$$N \leqslant [N] = \mu R_{см} F_{см}, \qquad (VI.49)$$

где μ — коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки. При равномерном распределении нагрузки (см. рис. III.47, *а*) $\mu = 1$; при треугольной эпюре давления $\mu = 0{,}5$; при трапецоидальной (рис. VI.47, *б*) величину μ определяют по формуле

$$\mu = \frac{N}{\sigma_{макс} F_{см}}. \qquad (VI.50)$$

$\sigma_{макс} = R_{см}$ — расчетное сопротивление кладки смятию, определяемое по формулам (VI.4) и (VI.5);

$F_{см}$ — площадь смятия в *см*².

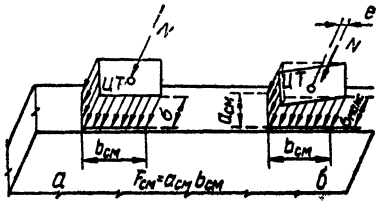


Рис. VI.47. Эпюра напряжений в кладке при местном сжатии: *а* — полная; *б* — неполная.

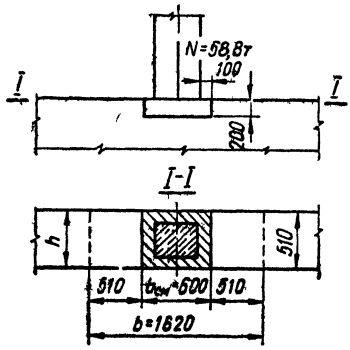


Рис. VI.48. К примеру 18.

Пример 18. Проверить прочность кладки стены под железобетонную стойку при данных, приведенных на рис. VI 48. Кладка из кирпича марки 100 на растворе марки 50. Расчетное сопротивление кладки сжатию (см. табл. VI.6) $R = 15$ *кг/см*². Стойка нагружена центрально силой $N = 58800$ *кг*. Она имеет уширение — железобетонную подушку размером в плане 60×51 *см* ($F_{см} = 3060$ *см*²). Расчет состоит в определении несущей способности кладки под подушкой на смятие по формуле (VI 49).

Так как нагрузка распределена равномерно по площади смятия, коэффициент полноты эпюры давления $\mu = 1$. Определяем расчетное сопротивление кладки смятию по формулам (VI.4) и (VI 5).

$$R_{см} = \gamma R = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}}\, R = \sqrt[3]{\frac{(60 + 51 \cdot 2)\,51}{3060}} \cdot 15 = 20{,}7 \text{ кг/см}^2.$$

Несущая способность кладки под подушкой на смятие по формуле (VI 49) равна

$$[N] = 1 \cdot 20{,}7 \cdot 3060 = 63\,200 \text{ кг} > N = 58\,800 \text{ кг}.$$

Если несущая способность $[N] < N$, увеличивают соответственно размеры подушки в плане или марку кладки верхних четырех — пяти рядов, расположенных под подушкой.

Смятие кладки под концами балок. Как известно, балка под влиянием нагрузки прогибается, а концы балки поворачиваются, смещая точку приложения нагрузки N с центра опоры к грани. Вследствие этого давление по опоре распределяется неравномерно. Кроме того, так как деформации каменной кладки не пропорциональны напряжениям, давление распределяется не по линейному закону. Однако для упрощения расчета принимают, что напряжения изменяются по прямой линии. На практике обычно имеют место два способа опирания концов балок на кладку: конец балки свободно опирается на опору (рис.

VI.49, *а*); конец балки заделан на опоре (рис. VI.49, *б*) — защемлен вышележащей кладкой и балка работает как консоль.

В случае, когда конец балки свободно опирается на опоре, эпюра напряжений зависит от длины опорного конца, жесткости балки и кладки и интенсивности нагрузки. Эпюра имеет форму: трапеции (рис. VI.50, *а*) при $e > {}^1/_3\, a$ — длины опирания балки; треугольника (рис VI.50, *б*) на всю длину опоры при $e = {}^1/_3\, a$; треугольника на часть длины *а* (рис. VI.50, *в*) при $e < {}^1/_3\, a$.

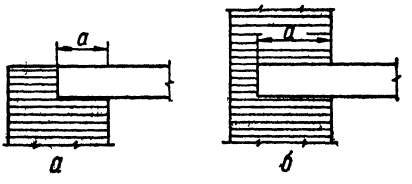


Рис. VI.49. Опирание концов балки:
а — свободное; *б* — защемленное

Несущую способность кладки смятию под концами балок (прогонов, ферм) с достаточной точностью для практики можно определить приближенно, принимая, что нагрузка *P* распределяется на всю длину опоры *а* по треугольнику. Величина несущей способности определяется по формуле

$$P \leqslant [P] = \mu R_{см} F_{см}, \qquad \text{(VI.51)}$$

где $\mu = 0{,}5$ — коэффициент полноты эпюры напряжений;

$R_{см}$ — расчетное сопротивление смятию, определяемое по формуле (VI.4);

$F_{см} = ab$ — площадь смятия опоры.

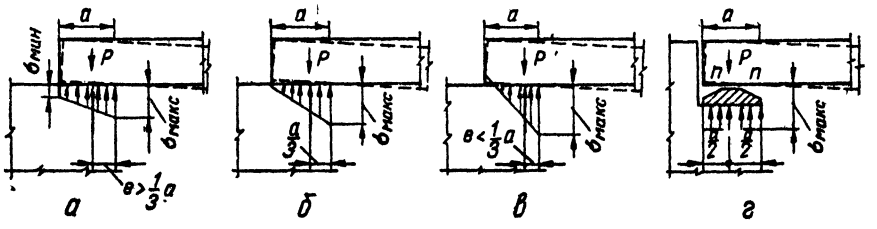


Рис. VI.50. Распределение напряжений в кладке при свободном опирании концов балки:
а — по трапеции; *б* — по треугольнику на всю длину опоры; *в* — на часть длины опоры; *г* — при наличии распределительной центрирующей подушки.

Если краевые напряжения в кладке под концом балки $\sigma_{макс}$ больше расчетного сопротивления кладки смятию $R_{см}$, то для уменьшения напряжений можно либо увеличить площадь смятия $F_{см}$ увеличением размеров *а* и *b* опоры, либо передать нагрузку *P* центрально, путем укладки подушки (рис. VI.50, *г*) соответствующих размеров. В последнем случае

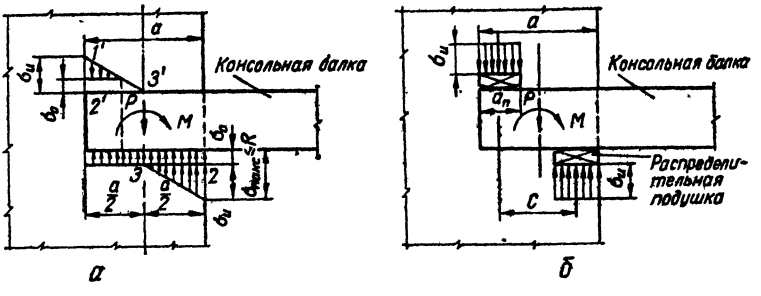


Рис. VI 51. Распределение напряжений по кладке при заделанном конце балки:
а — при отсутствии распределительной подушки; *б* — при наличии подушки.

необходимо проверить балки или подушки на смятие по площадке $n—n$ их соприкасания.

В случае, когда конец балки защемлен на опоре (рис. VI.51), консольная балка, как известно, создает на опоре момент внешних сил M и опорное давление P. Момент M уравновешивается моментом внутренних усилий — эпюрой напряжений из двух треугольников $1—2—3$ и $3^1—2^1—1^1$ с ординатой $\sigma_и$. Сила P уравновешивается прямоугольной эпюрой с ординатой σ_0. Таким образом, кладка под балкой работает на внецентренное сжатие и краевые напряжения определяются по формуле сложного сопротивления. Они не должны превышать расчетного сопротивления кладки местному смятию $R_{см}$

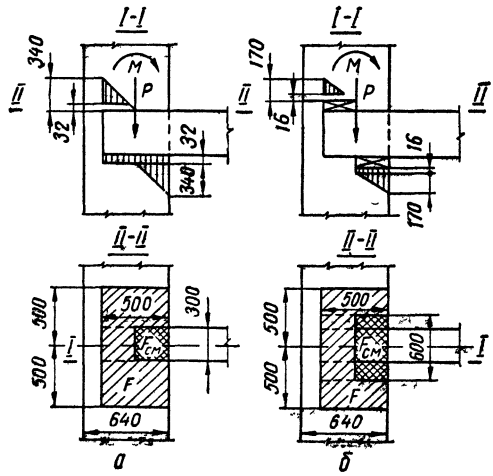


Рис. VI.52. К примеру 19.

$$\sigma = \frac{P}{ab} + \frac{M}{W} \leqslant R_{см}. \quad (VI.52)$$

Если размеры заделанной части консольной балки не удовлетворяют условию (VI.52), то уширяют опорную часть балки b или укладывают железобетонные плиты подушки необходимых в плане размеров (рис. VI.51, *б*), распределяющие нагрузку на большую площадь кладки.

Пример 19. Проверить прочность кладки на местное смятие под консольную балку при данных, показанных на рис. VI.52, *а*: давление балки $P=4800$ *кг*; момент заделки балки $M=4{,}25$ *кгм*; толщина стены 64 *см*; длина заделки балки $a=50$ *см*; ширина балки $b=30$ *см*.

Краевые напряжения в кладке по формуле (VI.52)

$$\sigma = \frac{P}{ba} + \frac{M}{W} = \frac{4800}{50 \cdot 30} + \frac{425\,000 \cdot 6}{30 \cdot 50^2} = 3{,}2 + 34 = 37{,}2 \text{ кг/см}^2.$$

Расчетное сопротивление кладки при местном смятии по формуле (VI.4) при $R=13$ *кг/см*², $F_{см}=30\times25=750$ *см*² и $F=50\cdot2\cdot25=2500$ *см*² (расстояние между осями балок $50\cdot2$ *см*, умноженное на глубину заделки 25 *см*)

$$R_{см} = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} = 13\sqrt[3]{\frac{2500}{750}} = 19{,}4 \text{ кг/см}^2 < \sigma = 37{,}2 \text{ кг/см}^2.$$

Чтобы уменьшить краевые напряжения на кладку, нужно увеличить либо площадь смятия $F_{см}$, либо марку кладки. Увеличиваем площадь $F_{см}$. Для этого укладываем плиты — подушки размером в плане 60×25 *см* (рис. VI.52, *б*), $F_{см}=1500$ *см*². Условная площадь смятия $F=50\cdot2\cdot25=2500$ *см*². Для кладки принимаем кирпич марки 100 на растворе марки 50; по табл. VI.6 находим расчетное сопротивление кладки сжатию $R=15$ *кг/см*². Снова определяем напряжения смятия в кладке по формуле (VI.52).

$$\sigma = \frac{P}{ba} + \frac{M}{W} = \frac{4800}{60 \cdot 50} + \frac{425\,000 \cdot 6}{60 \cdot 50^2} = 1{,}6 + 17 = 18{,}6 \text{ кг/см}^2.$$

и расчетное сопротивление местному смятию по формуле (VI.4) при $R=15$ *кг/см*², $F_{см}=60\times25=1500$ *см*², $F=(50\cdot2+30)\cdot25=3260$ *см*²

$$R_{см} = \gamma R = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}}R = \sqrt[3]{\frac{3260}{1500}}\,15 = 19{,}4 \text{ кг/см}^2 > \sigma = 18{,}6 \text{ кг/см}^2.$$

До расчета кладки по прочности на местное смятие должна быть произведена проверка на устойчивость консоли (пример приведен на стр. 640 при расчете балконов).

ПЕРЕМЫЧКИ

В каменных зданиях широко применяются сборные железобетонные перемычки как наиболее индустриальные. Однако встречаются также рядовые, клинчатые, арочные и железокирпичные перемычки.

В отношении прочности рядовые перемычки имеют некоторые преимущества перед клинчатыми *. Первые трещины и разрушения клин-

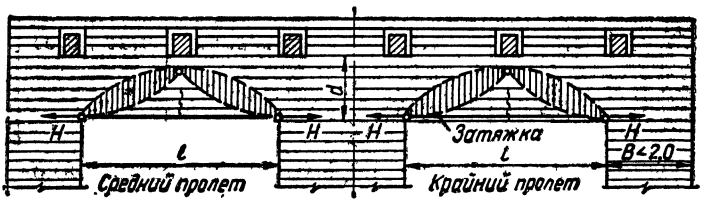


Рис. VI.53. Схема работы рядовых перемычек.

чатой перемычки наступают при меньших нагрузках; трещина, появившаяся в клинчатой перемычке, преодолевая силы сцепления кладки, развивается на всю высоту клина, тогда как в рядовой перемычке развитию трещины препятствует перевязка швов. Кроме того, рядовые перемычки имеют преимущества и с производственной точки зрения — кладка их проще, чем кладка клинчатых, и требует менее квалифицированной рабочей силы.

В стенах зданий, которые будут подвергаться значительным вибрационным или ударным воздействиям, а также в тех случаях, когда возможна неравномерная осадка стен, устраиваются железокирпичные или сборные железобетонные перемычки.

Рядовая перемычка после появления первой трещины работает аналогично трехшарнирной арке. При этом распоры перемычки любого среднего проема погашаются распорами перемычек соседних проемов (рис. VI.53). Распор перемычки над крайним проемом при ширине крайнего столба по фасаду $B < 2{,}0$ *м* должен быть воспринят арматурой (затяжной), расположенной в плоскости пят и заделанной на глубину не менее 50 *см* от края проема. Площадь поперечного сечения затяжки определяется расчетом.

На основании практического опыта рядовые и клинчатые перемычки над средними проемами пролетом до 2,0 *м* при панельных перекрытиях, а также при перекрытиях по часто расположенным балкам (когда давление балки на перемычку не превышает 1,5—2,0 *т*) конструируются без расчета. Рекомендуемый максимальный пролет l, минимальная конструктивная высота перемычек из неармированной кладки приведены в табл. VI.29 и VI.30. Кладка выполняется со строгим соблюдением перевязки вертикальных швов вдоль и поперек стены. Чтобы предупредить возможность отслоения и выпадения нижнего ряда кладки, перемычки армируются конструктивно. Стержни из полосовой или круглой стали укладываются под перемычкой в слой раствора толщиной 2—3 *см* по 0,2 *см*^{2} на каждые 13 *см* толщины стены.

Перемычки рассчитываются на нагрузку от балок и настилов перекрытий и на давление от свежеуложенной, неотвердевшей кладки, эквивалентное весу пояса кладки высотой, равной $^1/_3$ пролета для кладки в летних условиях и целому пролету для кладки в зимних условиях.

* Л. И. Онищик. Каменные конструкции промышленных и гражданских зданий. М., Госстройиздат, 1939.

Таблица VI.29

Максимальные пролеты перемычек в м (марка камня 75 и выше)

Марка раствора	Рядовые перемычки	Клинчатые перемычки	Арочные перемычки при высоте подъема (1/8÷1/12) l	Арочные перемычки при высоте подъема (1/6÷1/5) l
50—100	2,00	2,00	3,50	4,09
25	1,75	1,75	2,50	3,00
10	—	1,50	2,00	2,50
4	—	1,25	1,75	2,25

Таблица VI.30

Минимальная конструктивная высота перемычек (в долях от пролета)

Марка раствора	Рядовые перемычки из кирпича	Рядовые перемычки из камня	Клинчатые	Арочные
25 и выше	0,25	0,33	0,12	0,06
10	—	—	0,16	0,08
4	—	—	0,20	0,10

При больших давлениях на перемычку концами балок, с пролетами проемов, превышающими величины, приведенные в табл. VI.29, а также при ширине крайнего простенка $B < 2{,}0$ *м* перемычки устраиваются железокирпичными или сборными железобетонными. В этих случаях рядовые и клинчатые перемычки рассчитываются как арки, распор которых воспринимается рабочей арматурой — затяжкой.

Величину расчетного распора H рядовых, клинчатых и арочных перемычек определяют по формулам:

без затяжки

$$H = \frac{M}{d - 2c}; \qquad \text{(VI.53)}$$

с затяжкой

$$H = \frac{M}{h_0 - d}.$$

Сечение арматуры затяжки определяют по формуле

$$F_a = \frac{H}{R_a}, \qquad \text{(VI.54)}$$

где M — величина наибольшего изгибающего момента в перемычке, определяемая как для свободно лежащей балки от собственного веса перемычки и от давления конца балки;

h_0 — расстояние от верха расчетной части перемычки до оси затяжки;

c — расстояние от верха перемычки до кривой давления в замке и от низа перемычки до центра давления в пяте в *см* (табл. VI.31);

R_a — расчетное сопротивление арматуры (см. табл. VI.14).

Таблица VI.31

Величины с в долях от полной высоты перемычки d

Марка раствора	Марка кирпича, камня: 75 и выше	Марка кирпича, камня: 50 и ниже	Марка раствора	Марка кирпича, камня: 75 и выше	Марка кирпича, камня: 50 и ниже
100	0,10	—	10	0,20	0,25
50	0,12	0,15			
25	0,15	0,20	4	0,25	0,30

Если затяжку в крайней перемычке не устанавливают, распор передается на крайний простенок, стремясь срезать кладку в плоскости пяты по *а—а* (см. рис. VI.53). В этом случае угловой простенок про-

веряют на внецентренное сжатие под влиянием вертикальной силы N — нагрузки от вышележащих этажей и действия распора H.

Кроме того, при пролетах рядовых и клинчатых перемычек, превышающих величины, приведенные в табл. VI.29, и больших сосредоточенных на них нагрузок от балок перекрытий, требуется проверка прочности кладки в замке на внецентренное сжатие под действием распора. Распор считают приложенным с эксцентриситетом, равным

$$e_0 = \frac{d}{2} - c.$$

Пример 20. Рассчитать рядовую кирпичную перемычку над средними и крайним оконными проемами пролетом $l=2{,}0$ *м* при таких данных высота перемычки $d=45$ *см* (шесть рядов кладки), толщина стены 51 *см*, ширина крайнего простенка $B=1{,}2$ *м*, кладка из кирпича марки 75 и раствора марки 50

Перемычка нагружена собственным весом, кладкой общей высотой $\frac{1}{3}l = \frac{1}{3}\cdot 2{,}0 = 0{,}66$ *м* (при $\gamma_к = 1800$ *кг/м*³ и $n=1{,}1$ расчетная нагрузка на 1 *м* составляет $q=0{,}51\cdot 0{,}66\cdot 1800\cdot 1{,}1=670$ *кг/м*) и сосредоточенной силой $P=3000$ *кг* посередине пролета (давление балки).

Расчет состоит в определении момента, величины распора H и площади сечения арматуры затяжки

Изгибающий момент посередине пролета

$$M = \frac{ql^2}{8} + \frac{Pl}{4} = \frac{670\cdot 2{,}0^2}{8} + \frac{3000\ \ 2{,}0}{4} = 183\,500 \text{ кгсм}.$$

По табл VI 31 при кирпиче марки 75 и растворе марки 50 величина $c=0{,}12\,d = 0{,}12\cdot 45=5{,}5$ *см*.

Величина распора по формуле (VI 53)

$$H = \frac{M}{d-2c} = \frac{188\,000}{45-2\cdot 5{,}5} = 5550 \text{ кг}.$$

Площадь сечения арматуры затяжки из обыкновенной арматурной проволоки ($R_а=2500$ *кг/см*²) по формуле (VI 54)

$$F_а = \frac{H}{R_а} = \frac{5550}{2500} = 2{,}20 \text{ см}^2 \text{ или } 8\varnothing 6.$$

Все средние перемычки, где распоры на простенках взаимно уравновешиваются, армируем конструктивно по 4 ∅ 5. Крайнюю перемычку армируем проволокой 8 ∅ 6.

КАРНИЗЫ

Карниз является продолжением крыши — консолью, свисающей по периметру здания и защищающей наружные поверхности стен от увлажнения во время дождя. Карниз является также архитектурным элементом, оформляющим здание. Вынос карниза должен быть оптимальным — соответствовать монументальности здания, его этажности и месторасположению здания. С увеличением выноса усложняется конструкция карниза и повышается стоимость здания, что должно быть учтено при проектировании.

При выносе, меньшем половины толщины стены, карниз устраивается самонесущим путем постепенного напуска рядов кладки (рис. VI.54). Кладка карниза ведется на несколько повышенной марке раствора по сравнению с маркой раствора для стен, но не ниже марки 25.

Если вынос карниза больше половины толщины стены, кладка карниза поддерживается сборными консольными плитами (рис. VI.55, *а*)

или сборными консольными балочками, заделанными в кладку стен. В этом случае, как правило, становится необходимым закреплять консольную плиту или балочки стальными анкерами, заделанными в кладку стен, и обеспечить устойчивость карниза. Анкеры обычно устанавливаются на расстоянии в $^1/_2$ кирпича от поверхности стены со стороны чердака, а при стенах, сложенных из крупных блоков, анкеры защи-

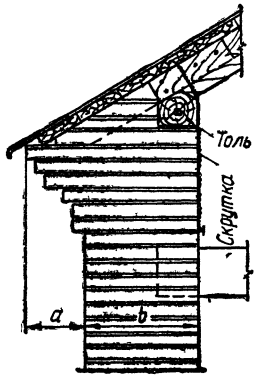


Рис. VI.54. Карниз при $a < \frac{b}{2}$.

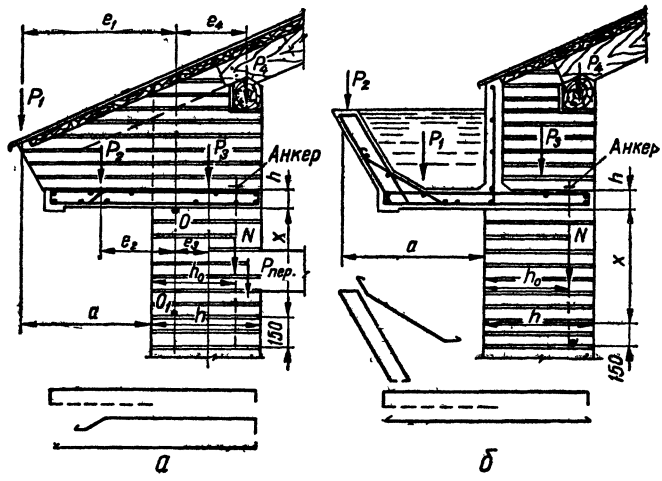


Рис. VI.55. Карниз при $a > \frac{b}{2}$:

а — из железобетонной прямой плиты; *б* — из железобетонной желобчатообразной плиты.

щаются от коррозии и от огня слоем цементной штукатурки толщиной 3 *см*. Анкер, закрепленный нижним концом в кладку, захватывает отрезок стены высотой *x*, вес которого противодействует опрокидыванию карниза.

Для увеличения устойчивости карниза со стороны чердака может быть сделан напуск кладки (противовес), сопротивляющийся опрокидыванию.

Расстояние между анкерами зависит от длины элементов карниза. Это расстояние не рекомендуется принимать более 2,0 *м*. В сборных карнизах должна быть обеспечена устойчивость каждого сборного элемента карниза в процессе строительства. При чердачном железобетонном перекрытии анкеры заделываются в перекрытие.

Часто карниз используется в качестве подвесного желоба (рис. VI.55, *б*). В статическом отношении он ничем не отличается от обычной плиты, но конструкция его несколько сложнее.

Расчет карниза производится на внецентренное сжатие для двух стадий готовности здания: для законченного и для незаконченного здания, когда отсутствуют крыша и чердачное перекрытие. Расчет заключается в проверке карниза на устойчивость, карнизной плиты и кладки под карнизной плитой — на прочность, а также в определении площади поперечного сечения анкера и его длины (рис. VI.56).

При расчете карниза для законченного здания в качестве расчетных нагрузок учитывают вес всех элементов как создающих опрокидывающий момент, так и повышающих устойчивость стены и карниза: собственный вес карниза; вес элемента стены над карнизной плитой; вес крыши, уменьшенный на величину отсоса ветровой нагрузки; вес

чердачного перекрытия, если оно огнестойкое; ветровая нагрузка (отсос) с коэффициентом 0,5.

Кроме того, для зданий высотой более 10 *м* должна учитываться нагрузка на край карниза от двух блоков подвесной люльки весом 500 *кг* на один блок при расстоянии между блоками 2,0 *м*; для зданий меньшей высоты принимается нагрузка на край карниза в 150 *кг* на

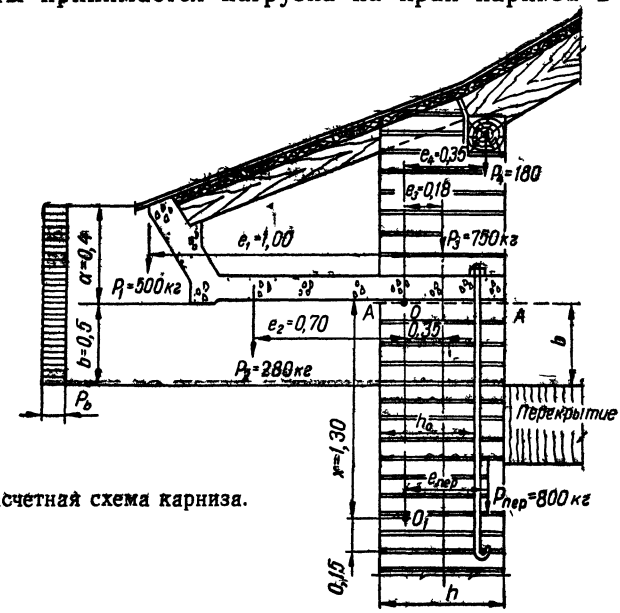


Рис VI 56. Расчетная схема карниза.

1 *м* или на один элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 *м*.

Расчет карниза производится в таком порядке. Для участка стены длиной l, равной шагу анкеров, определяют (в сечении по A—A):

расчетную нормальную силу N по формуле

$$N = P_1 + P_2 + P_3 + \ldots = \Sigma P_i; \qquad (VI.55)$$

суммарный расчетный момент сил, стремящийся опрокинуть карниз относительно точки O, находящейся на расстоянии 0,35 h от оси стены, по формуле

$$M_0 = P_1 e_1 + P_2 e_2; \qquad (VI.56)$$

суммарный расчетный момент сил, удерживающих карниз от опрокидывания

$$M_у = P_3 e_3 + P_4 e_4. \qquad (VI.57)$$

Коэффициенты перегрузки сил P_3, P_4 и т. д., удерживающих карниз от опрокидывания, принимают равными 0,8.

Если $M_у \geqslant M_0$, постановки анкеров не требуется. Если $M_у < M_0$, проверяется прочность кладки в сечении A—A по формуле (VI.24) и устанавливаются металлические анкеры. Площадь сечения анкера может быть найдена по формуле

$$F_a = \frac{M_0 - M_у}{0{,}85 h_0 R_a}. \qquad (VI.58)$$

Здесь h_0 — расстояние от оси анкера до наружной грани стены в *см*;

R_a — расчетное сопротивление материала анкера в *кг/см*^{2}.

Длину анкера x от сечения по A—A вычисляют по формуле, выведенной из условия, чтобы эксцентриситет e_0 в сечении теоретического

обрыва анкера (на расстоянии x от сечения по $A—A$) был не более $0{,}35\,h$. Это условие равносильно утверждению, что момент всех сил относительно точки O_1, находящейся в искомом сечении на расстоянии $0{,}35\,h$ от оси сечения, равен нулю, т. е.

$$M_0 - M_у + P_в l\,(a+b)\left(x + \frac{a-b}{2}\right) - P_п e_п l - xhl\gamma_к 0{,}35h = 0.$$

Решая приведенное уравнение относительно x, получим

$$x = \frac{M_0 - M_у - P_п e_п l + 0{,}5P_в\,(a^2 - b^2)\,l}{0{,}35h^2\gamma_к l - P_в\,(a+b)\,l}. \qquad \text{(VI.59)}$$

Здесь $P_в$ — интенсивность ветровой нагрузки (отсоса) с коэффициентом 0,5

$P_п$ — нагрузка от перекрытия на участок стены длиной 1,0 *м*;

$e_п$ — эксцентриситет нагрузки от перекрытия относительно оси $O—O_1$;

l — шаг анкеров;

a — высота карниза;

b — расстояние от карнизной плиты до балок перекрытия;

$\gamma_к$ — объемный вес кладки;

h — толщина стены.

Учет удерживающего момента от веса чердачного перекрытия производится только в том случае, когда чердачное перекрытие несгораемое. Анкер должен быть продлен за место теоретического обрыва на 15 *см* (на два ряда кладки).

При расчете карниза для незаконченного здания принимаются следующие нагрузки: собственный вес карниза; нагрузка по краю карниза в 100 *кг* на 1 *м* карниза или на один элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 *м*; ветровая нагрузка на внутреннюю сторону стены выше уровня соседних стен.

Пример 21. Рассчитать карниз по данным, приведенным на рис. VI.56. Рассматриваем полосу шириной 1,2 *м*, равную принятому расстоянию между анкерами.

Подсчитываем нагрузки: $P_1 = 500$ *кг*; $P_2 = 213 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}2 = 280$ *кг*; $P_3 = 780 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}2 = 750$ *кг*; $P_4 = 188 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}2 = 180$ *кг*.

Суммарная нагрузка в сечении по $A—A$

$$N = 500 + 280 + 750 + 180 = 1710\ кг; \quad e_3 = 0{,}35h = 0{,}35 \cdot 52 = 18{,}0.$$

Опрокидывающий момент

$$M_0 = 500 \cdot 1{,}00 + 280 \cdot 0{,}70 = 696\ кгм.$$

Удерживающий момент

$$M_у = 750 \cdot 0{,}18 + 180 \cdot 0{,}35 = 198\ кгм.$$

Ввиду того что $M_0 = 696 > M_у = 198$, необходима постановка анкеров. Площадь анкера по формуле (VI.58)

$$F_а = \frac{M_0 - M_у}{0{,}85h_0R_а} = \frac{696 - 198}{0{,}85 \cdot 0{,}38 \cdot 1500} = 1{,}3\ см^2.$$

Необходимая длина анкера по формуле (VI.59)

$$x = \frac{696 - 198 - 800 \cdot 0{,}28 \cdot 1{,}20 + 0{,}5 \cdot 15 \cdot 1{,}2\,(0{,}4^2 - 0{,}5^2)}{0{,}35 \cdot 0{,}52^2 \cdot 1700 \cdot 1{,}2 - 15\,(0{,}4 + 0{,}5) \cdot 1{,}2} = 1{,}30\ м.$$

Принимаем длину анкера равной 1,45 *м* от низа карнизной плиты.

Если длина анкера оказывается больше расстояния от низа карниза до верха оконного проема, анкеры располагают в пределах простенков.

РАСЧЕТ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ НА ВЕТРОВУЮ НАГРУЗКУ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Элементами здания, воспринимающими ветровую нагрузку, являются перекрытия, служащие опорами для наружных стен при действии на них ветра, и поперечные стены — вертикальные диафрагмы жесткости, являющиеся опорами для перекрытий.

Давление ветра, действующее на здание, может быть приложено под любым углом в плане (рис. VI.57, *а*). Так как стены воспринимают ветровую нагрузку только параллельную плоскостям, в которых они расположены, ветровую нагрузку разлагают на две взаимно перпендикулярные составляющие по направлению стен — вдоль и поперек здания. По этим составляющим и проверяется прочность и устойчивость здания.

Методика расчета на продольную и поперечную ветровые нагрузки одна и та же. Однако для вытянутых в плане зданий наибольшую опасность представляет поперечная ветровая нагрузка, перпендикулярная к длинной стороне здания.

Для того чтобы рассчитать поперечные стены, необходимо знать, какая часть из общей ветровой нагрузки будет воспринята каждой стеной.

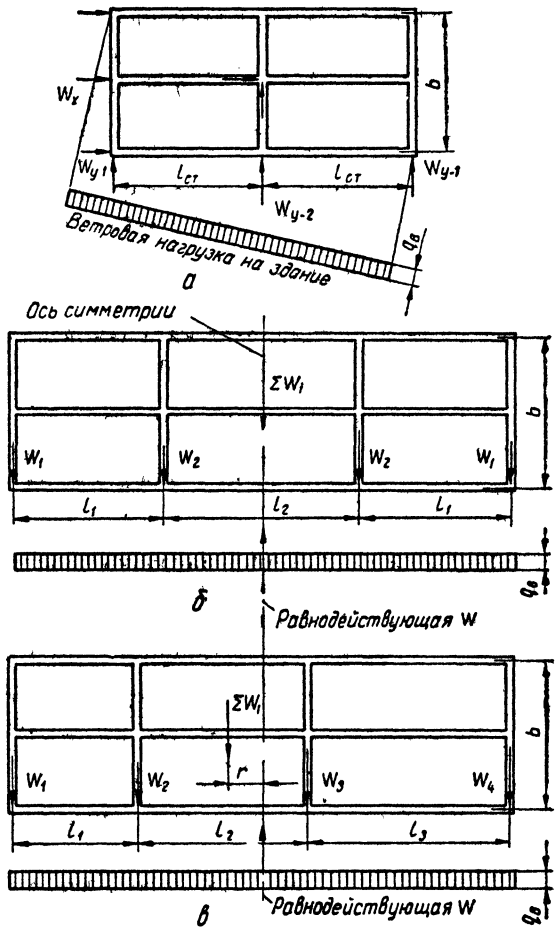


Рис. VI 57. Распределение ветровой нагрузки

а — по направлению поперечных и продольных стен, *б* — между поперечными стенами при симметричном их расположении в плане, *в* — то же, при несимметричном

Перекрытия рассматриваются как абсолютно жесткие (в своей плоскости) пластинки, обеспечивающие неизменяемость контура здания в плане и совместную работу всех стен. Равнодействующая ветровой нагрузки W распределяется между отдельными стенами в зависимости от их размеров и положения в плане. Поперечные стены могут быть расположены в плане симметрично относительно оси здания и несимметрично.

При симметричном размещении стен (рис. VI.57, *б*) ветровая нагрузка распределяется между поперечными стенами прямо пропорционально их жесткостям. При проектировании следует стремиться располагать поперечные стены симметрично относительно оси здания, что значительно упрощает расчет конструкции.

При несимметричном размещении поперечных стен (рис. VI.57, *в*) равнодействующая усилий ΣW_i проходит на расстоянии r от равнодействующей W ветровой нагрузки. Равнодействующая W вызывает прогиб поперечных стен в своих плоскостях и создает крутящий момент Wr.

Так как крутящему моменту оказывают сопротивление не только поперечные стены, но и относительно более мощные продольные стены, при небольшой величине r считают, что влияние момента будет невелико и на практике его не учитывают. В случаях, когда эксцентриситет r велик, следует учитывать влияние крутящего момента на распределение ветровой нагрузки между стенами *.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ С МАССИВНЫМИ СТЕНАМИ

Согласно указаниям норм поперечные стены вместе с прилегающими участками продольных стен (рис. VI.58), вводимыми в совместную работу, рассматриваются как вертикальные консоли двутаврового, тавро-

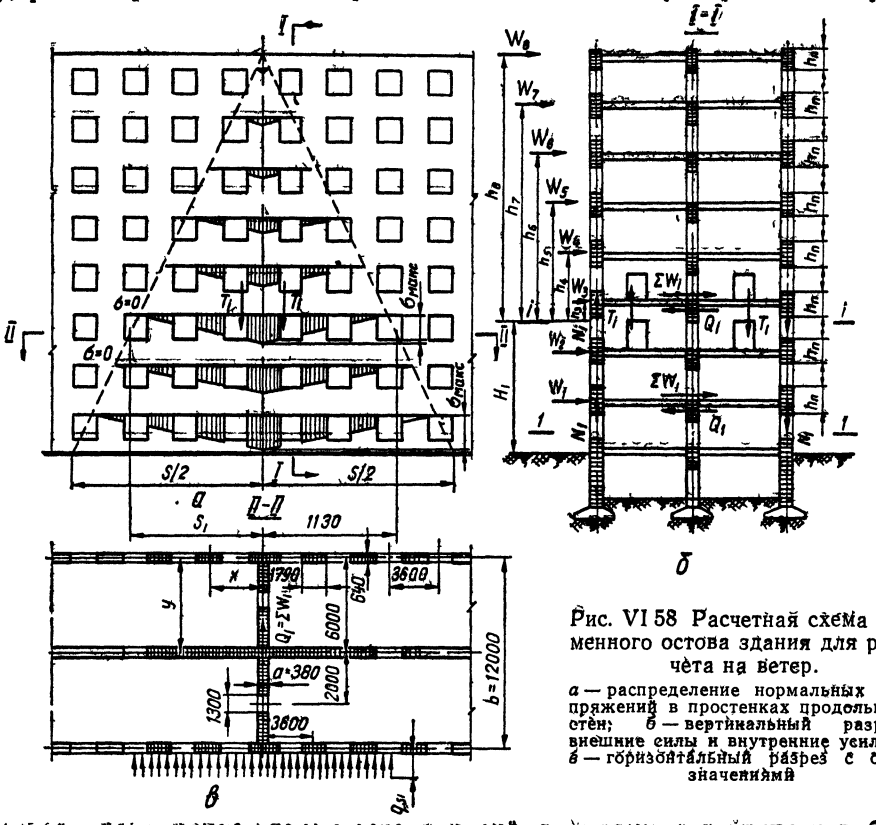


Рис. VI 58 Расчетная схема каменного остова здания для расчета на ветер.

а — распределение нормальных напряжений в простенках продольных стен; *б* — вертикальный разрез, внешние силы и внутренние усилия; *в* — горизонтальный разрез с обозначениями

вого или швеллерного поперечного сечений, заделанные в грунт и работающие под влиянием давления ветра на изгиб (рис. VI.59).

Интенсивность нормативного $q^н$ и расчетного q давлений ветра в *кг/м*² определяются по формулам 3 и 4, приведенным в приложении.

Величины расчетных давлений ветра q_i в *кг/м*² (включая отсос) на высоте H_1 от поверхности земли (за исключением горных местностей) даны в табл. VI.32.

* П. Ф Дроздов Расчет несимметричных в плане многоэтажных зданий с разнотипными проемами и глухими диафрагмами. «Бетон и железобетон», 1970, № 11.

Таблица VI.32

Величины расчетных давлений ветра q_i в $кг/м^2$ (включая отсос)

Районы СССР (рис. 2 приложения)	Высота от уровня земли H_i в $м$									
	10	11—20	21—30	31—40	41—50	51—60	61—70	71—80	81—90	91—100
I	46	56	68	79	85	89	93	96	99	102
II	59	70	86	99	108	113	116	120	124	128
III	75	88	109	126	138	143	147	152	158	162
IV	93	109	135	156	170	177	182	187	195	201
V	117	137	171	196	214	222	230	237	246	253
VI	143	168	209	240	263	272	281	290	300	309
VII	168	198	245	282	308	320	330	341	352	363

Расчетное давление ветра на поперечную стену, передаваемое одним перекрытием на высоте H_i, определяется по формуле

$$W_i = q_i h_{эт} l_{ст}, \qquad (VI.60)$$

где $h_{эт}$ — высота этажа;

$l_{ст}$ — расстояние между поперечными стенами.

Полное расчетное давление ветра ΣW_i, приходящееся на поперечную стену на уровне горизонтального сечения $i-i$, равно сумме расчетных ветровых давлений W_i, действующих выше рассматриваемого сечения. Так, на уровне третьего этажа (рис. VI.58, *б*) полное расчетное давление

$$\Sigma W_i = W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8 = Q_{в.з}.$$

Давление ветра вызывает в элементах каменного остова следующие усилия и напряжения.

1. В горизонтальном сечении $i-i$ по высоте здания (см. рис. VI.58, *б*) давление ветра ΣW_i создает расчетный изгибающий момент

$$M_{в.i} = \Sigma W_i h_i. \qquad (VI.61)$$

Изгибающий момент разгружает продольную стену с наветренной стороны и догружает продольную стену с подветренной стороны, вызывая в простенках дополнительные вертикальные усилия $N_{в.i}$ и напряжения $\sigma_{в.i}$, определяемые по формулам:

$$N_{в.i} = \frac{M_{в.i} F y}{I}\left(1 - \frac{x}{S_i}\right); \qquad (VI.62)$$

$$\sigma_{в.i} = \frac{N_{в.i}}{F}, \qquad (VI.63)$$

где h_i — расстояние от точки приложения силы W_i до рассматриваемого сечения;

F — площадь поперечного сечения простенка (см. рис. VI.58, *в*);

y — расстояние от оси простенка до нейтральной оси сечения коробки стен (на рисунке заштриховано в плане);

I — момент инерции сечения стен;

x — расстояние от оси простенка до оси поперечной стены;

S_i — расчетная длина участков продольных стен, вводимых в совместную работу с поперечной стеной.

Величины S_i принимаются:

для глухой стены

$$S_i = 0{,}8h; \qquad (VI.64)$$

для стены с проемами

$$S_i = 0{,}7\Sigma h_п \sqrt[3]{\frac{F_{бр}}{F_{нт}}}, \qquad (VI.65)$$

где h — расстояние от верха поперечной стены до уровня рассчитываемого сечения;

$\Sigma h_п$ — суммарная высота горизонтальных поясов кладки между оконными проемами от верха стены до рассматриваемого сечения;

$F_{бр}$ — площадь горизонтального сечения сплошной части продольной стены на длине S_i.

$F_{нт}$ — общая площадь горизонтальных сечений простенков на той же длине S_i.

При определении величин I и y принимается приведенная ширина полок сечения 0,5 S в каждую сторону от оси поперечной стены.

Максимальные значения величин $M_в$ и $N_в$ имеют место в горизонтальном сечении $I—I$ — на уровне первого этажа. Нормальные напряжения в продольных стенах (простенках) при изгибе принимаются убывающими по линейному закону (см. рис. VI.58, *а*) от максимума $\sigma_{макс}$ на оси поперечной стены до нуля на расстоянии S_i от той же оси.

При включении в совместную работу поперечных и продольных стен должно быть обеспечено восприятие сдвигающих усилий в местах их взаимного примыкания, величина которых в пределах одного этажа определяется по формуле

$$T_{эт} = \frac{Q_в F_{нт} y h_{эт}}{I_{нт}}, \qquad (VI.66)$$

где $Q_в$ — расчетная поперечная сила от ветровой нагрузки в середине высоты этажа;

y — расстояние от оси продольной стены до оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане;

$I_{нт}$ — момент инерции сечения стен относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане, определяемый с учетом приведенной ширины участков продольных стен $\left(\frac{S}{2}\right.$ в каждую сторону от оси поперечной стены$\left.\right)$.

В случаях, когда восприятие сдвигающих усилий между продольными и поперечными стенами не обеспечивается конструктивными мероприятиями (перевязкой кладки, сваркой закладных деталей и т. п.), участие в работе продольных стен не учитывается.

Если дополнительные расчетные усилия N_i в простенках от ветровой нагрузки менее 10% расчетного усилия от вертикальных нагрузок или когда нормальные напряжения, вызванные нормативной ветровой нагрузкой, не превышают 1,0 *кг/см*², влияние ветровой нагрузки на каменный остов может не учитываться.

2. Давление ветра ΣW_i создает в горизонтальных сечениях поперечной стены поперечную силу $Q_{в\,i} = \Sigma W_i$. Последняя вызывает в стене главные растягивающие напряжения, которые по величине не должны превышать расчетного сопротивления скалыванию $R_{ск}$, определяемого по формуле

$$R_{ск} = \sqrt{R_{гл}(R_{гл} + \sigma_0)}. \qquad (VI.67)$$

Главные растягивающие напряжения в кладке поперечной стены (при заданной толщине a) определяются по формуле

$$\sigma_{ск} = \frac{Q_{в\,i}\eta}{ab} \leqslant R_{ск}, \qquad (VI.68)$$

где $R_{ск}$ — расчетное сопротивление скалыванию кладки, обжатой продольной расчетной силой N, с коэффициентом перегрузки $n=0{,}9$;

$R_{гл}$ — расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям (см. табл. VI.8);

$\sigma_0=0{,}9\frac{N}{F}$ — напряжение сжатия, действующее в сечении;

a — толщина поперечной стены на участке, где эта толщина наименьшая, при условии, если длина этого участка превышает $^1/_4$ высоты этажа или же $^1/_4$ длины стены; при наличии в стене каналов их ширина из толщины стены вычитается;

b — высота общего сечения поперечной стены в плане;

η — коэффициент неравномерности касательных напряжений в сечении, принимаемый: для двутавровых сечений $\eta=1{,}15$; для тавровых $\eta=1{,}35$; для прямоугольных $\eta=1{,}50$.

Если сопротивление кладки скалыванию по формуле (VI.68) недостаточно, кладку армируют стержнями, укладываемыми в горизонтальные швы, либо соответственно утолщают стену. Расчетное сопротивление скалыванию армированной кладки определяют по формуле

$$R_{а\,ск}=\sqrt{\frac{R_а}{100}\mu\left(\frac{R_а}{100}\mu+\sigma_0\right)}, \qquad (VI.69)$$

где μ — процент армирования, определяемый по вертикальному сечению стены.

3. Поперечная сила $Q_{в.l}$ вызывает в вертикальных сечениях перемычек перерезывающие силы T, определяемые по формулам:

в поперечных стенах

$$T=\frac{Q_{в.l}h_{эт}\eta}{b}; \qquad (VI.70)$$

в продольных стенах

$$T=\frac{Q_{в\,l}h_{эт}}{2b}\left(1-\frac{x}{S_l}\right)^2. \qquad (VI.71)$$

Зная величину T и площадь поперечного сечения перемычки F, определяют напряжение растяжения $\sigma_{р.и}$ в кладке при изгибе или главные растягивающие напряжения $\sigma_{гл}$ в кладке по формулам:

$$\sigma_{гл}=\frac{3T}{2F}\leqslant R_{гл}; \qquad (VI.72)$$

$$\sigma_{р.и}=\frac{3T}{F}\cdot\frac{l}{c}\leqslant R_{р\,и}, \qquad (VI.73)$$

где F — поперечное сечение перемычки;

c и l — высота и пролет перемычки (в свету);

$R_{р\,и}$ — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе.

Если величины $\sigma_{р\,и}$ и $\sigma_{гл}$ превышают значения расчетных сопротивлений кладки $R_{р\,и}$ и $R_{гл}$, перемычку армируют продольными стержнями или устраивают железобетонной. При этом перемычку рассчитывают как балку на двух опорах по усилиям

$$M=\frac{Tl}{2}; \qquad (VI.74)$$

$$Q=T. \qquad (VI.75)$$

В продольных стенах проверяют перемычки над проемами, ближайшими к поперечной стене, и над балконными проемами, имеющими меньшую высоту.

Если поперечные и продольные стены перевязываются бетонными шпонками (при стенах из кирпичных и бетонных блоков), последние должны быть рассчитаны на срез по перерезывающей силе.

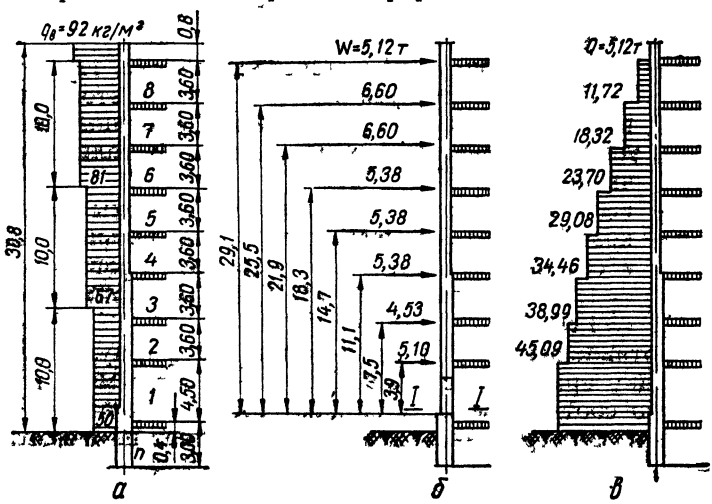


Рис. VI.59. К примеру 22:

а — интенсивность давления ветра по высоте здания $q_в$ на продольную стену; *б* — ветровая нагрузка по этажам W_i на поперечную стену, *в* — эпюра перерезывающих сил Q_i по высоте поперечной стены.

При расчете стен и простенков на изгиб по вертикальному пролету между перекрытиями расчетный изгибающий момент может быть определен с учетом неразрезности конструкций и частичной заделки перекрытий по приближенной формуле

$$M_в = \frac{qh_{эт}^2}{12}. \qquad (VI.76)$$

Пример 22. Проверить прочность каменного остова здания, сложенного из кирпича, на давление ветра при следующих данных.

Здание имеет жесткую конструктивную схему; перевязка кладки поперечных и продольных стен обычная; расстояние между поперечными стенами $l_{ст}$ =21,4 *м*; перекрытия железобетонные сборные; полная высота здания H=30,8 *м* (рис. VI 59); высота этажа $h_{эт}$=3,60 *м*; высота перемычечного пояса продольных стен $h_п$ =1,60 *м*, интенсивность давления ветра (табл. VI 32) на продольную стену по высоте здания показана на рис. VI 59, *а*. Здание строится в Киеве (II район скоростного напора ветра, см. рис. 2 приложения). Расчетное давление находим по формуле (VI.60). Оно составляет на уровне перекрытия:

8-го этажа . . . . $W_8 = q_8 h_{эт} l_{ст}$ 99·2,40·21,4 = 5,12 *т*
7 и 6-го этажей . . . $W_8 = q_6 h_{эт} l_{ст}$ 86·3,60·21,4 = 6,60 »
5—3-го этажей . . . . $W_3 = q_3 h_{эт} l_{ст}$ 70·3,60·21,4 = 5,38 »
2-го этажа . . . . $W_2 = q_2 h_{эт} l_{ст}$ = 59·3,60·21,4 = 4,53»
1-го этажа . . . . $W_1 = q_1 h_{эт} l_{ст}$ = 59·3,05·21,3 = 5,10»

Величины усилий от расчетных кратковременных нагрузок (временные нагрузки на перекрытия) умножаем на коэффициент 0,9.

Размеры стен и простенков в плане и их взаимное расположение показано на рис. VI 59 справа от оси поперечной стены. Расчет ведем в таком порядке

1. Определяем дополнительное усилие в кладке простенка (ближайшего к поперечной стене) по формуле (VI.62). Для этого предварительно находим величины $M_{в1}$, S, I и $N_{в.1}$.

Расчетный момент в горизонтальном сечении на уровне низа простенка 1-го этажа от ветровой нагрузки (рис. VI.59, *б*) определяем по формуле (VI.61)

$$M_{в.1} = \Sigma (W_i h_i) = 5,12 \cdot 29,1 + 6,60 (25,5 + 21,9) + 5,38 (18,3 + 14,7 + 11,1) + \\ + 4,53 \cdot 7,5 + 5,10 \cdot 3,9 = 752 \ тм.$$

Расчетную длину участков продольных стен, вводимых в совместную работу с поперечной стеной (см. рис. VI.58), находим по формуле (VI.65)

$$S_i = 0,7 \Sigma h_п \sqrt[3]{\frac{F_{бр}}{F_{нт}}} = 0,7 \cdot 8 \cdot 1,6 \sqrt[3]{\frac{3,60 \cdot 0,64}{1,79 \cdot 0,64}} = 11,8 \ м.$$

Момент инерции таврового сечения в плане участка приведенной длины $S_{пр} = 2 \cdot 0,5 S = 2 \cdot 0,5 \cdot 11,8 = 11,8$ при ослаблении наружных стен проемами (с отношением ширины простенка к шагу $\frac{1,79}{3,60} \approx 0,5$)

$$I = \left(0,5 \cdot \frac{11,8 \cdot 0,64^3}{12} + 0,5 \cdot 11,8 \cdot 0,64 \cdot 6,0^2\right) 2 + \frac{0,38 \cdot 11,8^2}{12} + \frac{11,8 \cdot 0,51^3}{12} = \\ = 331 \ м^4.$$

Дополнительное усилие сжатия в ближайшем к поперечной стене простенке по формуле (VI.62)

$$N_{в.1} = \frac{M_{в.1} F y}{I} \left(1 - \frac{x}{S_i}\right) = \frac{725 \cdot 1,79 \cdot 0,64 \cdot 6}{331} \left(1 - \frac{3,60}{11,8}\right) = 10,7 \ т.$$

Дополнительные напряжения в кладке простенка по формуле (VI.63)

$$\sigma_{в.1} = \frac{N_{в.1}}{F} = \frac{10\,700}{179 \cdot 64} = 0,94 \ кг/см^2 < 1 \ кг.$$

2. Определяем главные растягивающие напряжения в кладке поперечной стены по формуле (VI.68).

Расчетная поперечная сила от ветровой нагрузки в сечении *I—I* 1-го этажа поперечной стены

$$Q_{в.1} = \Sigma W_i = 5,12 + 6,60 \cdot 2 + 5,38 \cdot 3 + 4,53 = 5,10 = 45,10 \ т,$$

Расчетное сопротивление скалыванию кладки по перевязанному шву, обжатой продольной силой N, с коэффициентом перегрузки 0,9 находим по формуле (VI.67)

$$R_{ск} = \sqrt{R_{гл} (R_{гл} + \sigma_0)} = \sqrt{2,5 (2,5 + 8,1)} = 5,15 \ кг/см^2,$$

где $\sigma_0 = 0,9 \frac{N}{F} = 8,1 \ кг/см^2$.

Главные растягивающие напряжения в кладке поперечной стены

$$\sigma_{ск} = \frac{Q_{в.1} \eta}{al} = \frac{45\,100 \cdot 1,15}{38 \cdot 1250} = 1,1 \ кг/см^2 < R_{ск}.$$

3. Определяем главные растягивающие напряжения $\sigma_{гл}$ и напряжения растяжения при изгибе $\sigma_{р.и}$ в вертикальных сечениях перемычек поперечных и продольных стен от давления ветра.

Перерезывающую силу T в перемычках поперечных стен находим по формуле (VI.70).

$$T = \frac{Q_{в.1} h_{эт} \eta}{b} = \frac{45\,100 \cdot 3,6 \cdot 1,15}{12,0} = 15\,600 \ кг;$$

перерезывающую силу T в перемычках продольных стен — по формуле (VI.71)

$$T = \frac{Q_{в.1} \eta}{2b} \left(1 - \frac{x}{S_i}\right)^2 = \frac{45\,100 \cdot 3,60}{2 \cdot 1200} \left(1 - \frac{3,6}{11,8}\right)^2 = 3130 \ кг.$$

Напряжения $\sigma_{гл}$ и $\sigma_{р.и}$ в кладке перемычки дверного проема продольной стены (при $c = 360 - 290 = 70$ *см*) вычисляем по формулам (VI.72) и (VI.73):

$$\sigma_{гл} = \frac{3T}{2F} = \frac{3 \cdot 3130}{2 \cdot 64 \cdot 70} = 1,05 \ кг/см^2 < R_{гл};$$

$$\sigma_{р.и} = \frac{3T}{F} \cdot \frac{c}{l} = \frac{3 \cdot 3130}{64,70} \cdot \frac{0,70}{1,8} = 0,81 \ кг/см^2.$$

Напряжения $\sigma_{гл}$ и $\sigma_{р\,и}$ в кладке перемычки дверного проема поперечной стены (при $c=360-230=130$ *см*)

$$\sigma_{гл}=\frac{3T}{2F}=\frac{3\cdot 156\,000}{2\cdot 51\cdot 130}=3{,}52\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{р\,и}=\frac{3T}{F}\cdot\frac{c}{l}=\frac{3\cdot 156\,000}{51\cdot 130}\cdot\frac{130}{1{,}30}=7{,}02\ кг/см^2.$$

Полученные напряжения в кладке перемычек поперечных стен больше расчетных сопротивлений Поэтому перемычки необходимо армировать или устраивать железобетонными. Перемычку принимаем сборной железобетонной

Расчетный изгибающий момент в перемычке по формуле (VI.74)

$$M=\frac{Tl}{2}=\frac{15\,600\cdot 130}{2}=1\,015\,000\ кгсм.$$

По найденным расчетным усилиям $M=1015000$ *кгсм* и $T=15600$ *кг* находим по формулам, приведенным в главе I, размеры поперечного сечения перемычки и площадь продольной и поперечной арматуры.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОПЕРЕЧНЫХ СТЕН

Поперечные стены, являющиеся вертикальными диафрагмами жесткости, рассчитывают на действие ветровой нагрузки как защемленные в основании консольные балки. Как и в любой другой балочной конструкции расчетом должны быть проверены величины нормальных и скалывающих напряжений, а также максимальный прогиб. Диафрагмы и простого, и сложного сечения, рассматриваемые как консольные балки, обладают двумя особенностями: необычное для консольных балок соотношение размеров диафрагмы — высоты сечения к пролету $\frac{b}{H}$ (рис. VI.60, *а*) и наличие большого количества отверстий (дверных и оконных проемов), ослабляющих диафрагму.

Глухие диафрагмы. Отношение размеров сечения к пролету $\frac{b}{H}$ в отдельных случаях достигает $\frac{1}{1{,}5}-\frac{1}{2{,}0}$. При таких соотношениях размеров расчет диафрагмы по технической теории изгиба балок, основанной на гипотезе плоских сечений, ведет к погрешностям. Причем величина погрешностей увеличивается с увеличением отношения $\frac{b}{H}$. Такого рода диафрагму правильнее рассматривать не как линейный элемент — балку, а как пластинку, т. е. балку-стенку, и рассчитывать ее методами теории упругости.

Выполненные исследования показывают, что для диафрагмы с отношением $\frac{b}{H}\leqslant 0{,}5$, уточнения расчета которой можно добиться, применяя аппарат теории упругости, не превышает 5%. При $\frac{b}{H}>0{,}5$, рассчитывая диафрагму как балку-стенку, можно добиться более существенного уточнения расчета. Однако в этом случае напряжения, возникающие в диафрагме от ветровой нагрузки, невелики по абсолютной величине. Сечение таких диафрагм обычно назначают из расчета на вертикальные нагрузки или по конструктивным соображе-

ниям. Некоторое уточнение расчета, как правило, невозможно использовать при конструировании.

Применение сложного и трудоемкого математического аппарата теории упругости имеет смысл только в том случае, когда физическая сторона исследуемого явления отвечает предпосылкам, на которых построена эта теория. Но материал диафрагмы — железобетон не является вполне упругим. Сборные диафрагмы в обоих направлениях пересечены заполненными раствором швами, что не дает возможности рассматривать диафрагму как изотропное упругое тело. Точность наших знаний о степени защемления диафрагмы в фундаментах, об условиях сопряжения с примыкающими конструкциями (продольными стенами, перекрытиями), о действующих расчетных нагрузках невелика.

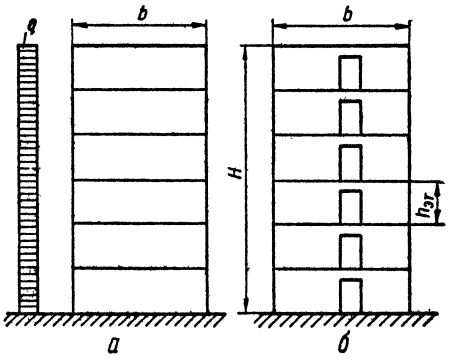


Рис. VI 60. Диафрагмы жесткости:
а — без проемов, *б* — с проемами.

Таким образом, диафрагма, не имеющая проемов, может быть с достаточной для практических целей точностью рассчитана на действие ветровой нагрузки, как консольная балка.

В зависимости от конструкции сопряжения продольных и поперечных стен возможны два случая:

1) сопряжение не является достаточно прочным для восприятия скалывающих напряжений, действующих по линии контакта между продольными и поперечными стенами. В этом случае совместная работа продольных и поперечных стен не может быть учтена расчетом и диафрагмы рассчитывают, как консольные балки прямоугольного сечения:

2) сопряжения обладают достаточной прочностью для восприятия скалывающих напряжений, действующих по линии примыкания стен. Это возможно при соблюдении одного из следующих условий: а) конструктивным решением здания в шве между продольными и поперечными стенами предусмотрены шпонки, способные воспринять сдвигающие силы; б) сварные соединения панелей продольных и поперечных стен рассчитаны на сдвигающие силы от ветровой нагрузки.

Продольные и поперечные стены работают совместно и диафрагмы рассчитываются как консольные балки сложного двутаврового или швеллерного сечения.

Напряжения в сечениях диафрагм от ветровых нагрузок определяют по обычным формулам сопротивления материалов.

Для стеновых панелей диафрагм жесткости величины нормальных и скалывающих напряжений определяют по формулам:

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{My}{I}; \qquad \text{(VI.77)}$$

$$\tau = \frac{QS}{Ib}, \qquad \text{(VI.78)}$$

где N — расчетная продольная сила в рассматриваемом сечении от собственного веса диафрагмы и от опирающихся на нее перекрытий;

M — расчетный изгибающий момент от ветровой нагрузки;

F — площадь сечения диафрагмы;
I — момент инерции сечения диафрагмы;
y — расстояние от центра тяжести сечения до рассматриваемой точки диафрагмы жесткости;
Q — поперечная сила в сечении диафрагмы от ветровой нагрузки;
S — статический момент отрезанной части поперечного сечения диафрагмы;
δ — толщина диафрагмы.

Главные напряжения в диафрагме жесткости от нормальной и ветровой нагрузок определяют по формуле

$$\sigma_{гл} = \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2} < R_р, \qquad (VI.79)$$

где $R_р$ — расчетное сопротивление при растяжении.

Когда главное растягивающее напряжение превосходит величину $R_р$, следует ставить специальную арматуру в виде сварной сетки.

Площадь сечения стержня сетки в каждом направлении определяется по формуле

$$f_а = \frac{\sigma_{гл} a}{R_а}, \qquad (VI.80)$$

где a — расстояние между стержнями;
$R_а$ — расчетное сопротивление арматуры.

Прогиб вертикальной диафрагмы жесткости от ветровой нагрузки рекомендуется определять по формуле

$$y = \frac{qH^4}{8EI}\left[\frac{(\xi^4 - 4\xi^3 + 6\xi^2)}{3} + \frac{48I}{5FH^2}(2\xi^2 - \xi) + \frac{4EI}{CHI_0}\xi\right], \qquad (VI.81)$$

где $\xi = \frac{x}{H}$;

x — ордината рассматриваемой точки по высоте диафрагмы, отсчитываемая от основания диафрагмы;
I_0 — момент инерции площади фундамента под диафрагмой жесткости;
q — расчетная горизонтальная ветровая нагрузка;
E — модуль упругости бетона стенки;
H — высота диафрагмы жесткости;
C — коэффициент постели: плотного грунта типа мергелистой глины $C = 9 \cdot 10^6$ $кг/м^3$; плотных песков $C = 7 \times 10^6$ $кг/м^3$.

В формуле (VI.81) второй член в квадратных скобках отражает влияние поперечных сил, а третий — влияние упругого обжатия основания. Второй член учитывает также неравномерность распределения скалывающих напряжений по сечению и принят, как для прямоугольного сечения, равным 6/5; при тавровом сечении диафрагмы второй член следует умножить на коэффициент 2.

Полная величина прогиба без учета последнего слагаемого должна составлять не более $1/2000\,H$, а с учетом упругого обжатия в основании — не более $1/1000\,H$.

Диафрагма с проемами. Ветровая диафрагма в большинстве случаев ослаблена регулярно расположенными проемами, образующими вертикальные ряды отверстий в теле диафрагмы (рис. VI.61).

Ряды проемов расчленяют диафрагму по вертикали на отдельные ветви. Участки диафрагмы жесткости над проемами — перемычки — служат упругими связями, препятствующими взаимному повороту, расхождению и смещению отдельных ветвей. Чем выше жесткость

упругих связей, тем меньше сказывается влияние проемов. В предельном случае, если перемычки считать абсолютно жесткими, диафрагма работает как глухая и рассчитывается, как обычная консольная балка (по формулам сопротивления материалов).

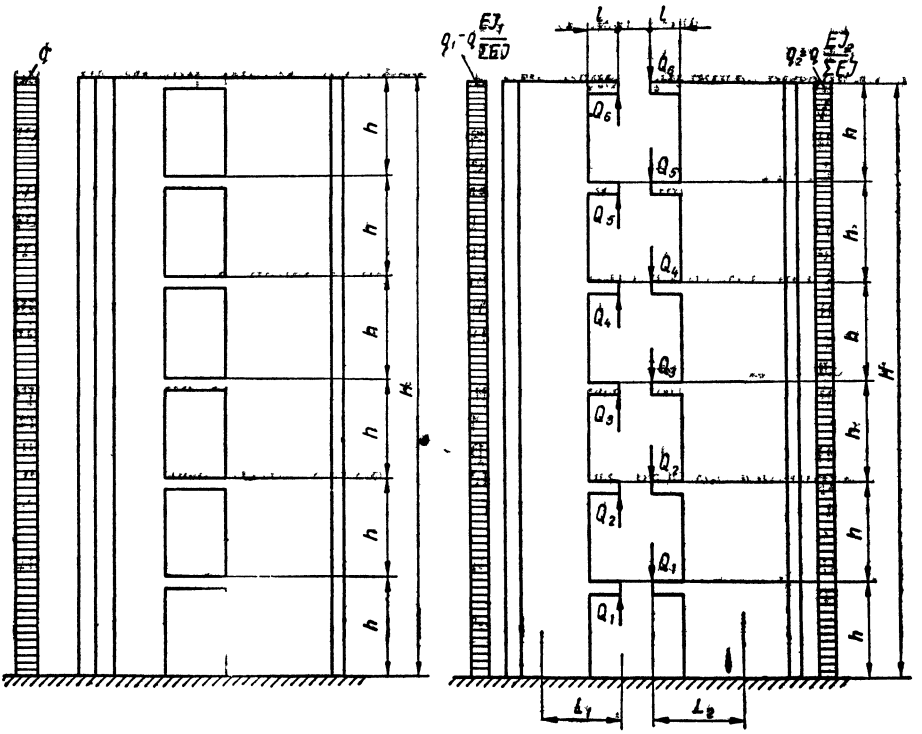


Рис VI 61. Схема нагрузок, приложенных к отдельным ветвям диафрагмы.

С уменьшением жесткости упругих связей влияние проемов увеличивается и в предельном случае, когда жесткость перемычек настолько мала, что практически не влияет на взаимное смещение и поворот отдельных ветвей, последние работают, как простые консольные балки, связанные между собой нерастяжимыми распорками, препятствующими лишь взаимному расхождению ветвей. Роль распорок выполняют междуэтажные перекрытия (в этом случае ветви рассчитываются независимо одна от другой, как простые консольные балки).

Ветровая нагрузка распределяется между отдельными ветвями пропорционально их погонным жесткостям. Нагрузку на каждую ветвь определяют по формуле

$$q_n = q\frac{EI_n}{\Sigma EI}, \qquad \text{(VI.82)}$$

где q_n — доля ветровой нагрузки, приходящаяся на рассматриваемую ветвь;

EI_n — жесткость ветви (произведение модуля деформации на ее момент инерции);

q — суммарная ветровая нагрузка на диафрагму.

Таким образом, в предельных случаях, когда жесткость связей бесконечно велика или мала, расчет ветровой диафрагмы значительно упрощается.

Однако на практике обычно приходится сталкиваться со связями конечной жесткости. В этом случае диафрагма работает как балка составного сечения, отдельные ветви которой соединены упругими связями. Наиболее простым и в то же время наиболее важным является случай, когда стена ослаблена одним рядом проемов (см. рис. VI.61).

Основные положения расчета диафрагмы с проемами, как составного стержня с упругими связями, следующие *.

Стену рассчитывают как защемленную в фундаменте составную консольную балку, состоящую из ветвей постоянного сечения. Работа каждой ветви протекает в соответствии с законами сопротивления материалов. В частности справедлив закон плоских сечений.

Ригели (перемычки) над проемами являются связями, соединяющими обе ветви и препятствующими их взаимному смещению. Сечение всех ригелей одинаково.

Ригели считают нерастяжимыми. Действие каждого ригеля распространяют на всю высоту этажа и таким образом считают, что ветви диафрагмы соединены непрерывно распределенными связями. Это допущение справедливо для зданий высотою более пяти этажей. Например, если жесткость одного ригеля $EI = 6{,}0 \times 10^9$ *кгсм*², а высота этажа $h = 300$ *см*, считают, что обе ветви диафрагмы соединены между собой непрерывно распределенными связями, жесткость которых на единицу длины ветвей равна

$$\frac{EI}{h} = \frac{6{,}0 \cdot 10^9 \text{ кгсм}^2}{300 \text{ см}} = 2{,}0 \cdot 10^7 \text{ кгсм}.$$

Ветровая нагрузка принимается постоянной по высоте диафрагмы. Изменяющуюся по высоте ветровую нагрузку всегда можно заменить эквивалентной по изгибающему моменту равномерно распределенной, что незначительно снижает точность расчета.

Этот метод расчета диафрагм может быть рекомендован для зданий высотой пять и более этажей из различных материалов, имеющих всевозможную конфигурацию в плане.

Работу диафрагмы с проемами можно представить себе следующим образом. При деформации диафрагмы от ветровой нагрузки ригели изгибаются (рис. VI.62). В них возникают поперечные силы и изгибающие моменты. Причем нулевая точка в каждом ригеле расположена посредине его пролета, т. е по оси проема (рис. VI.63). К отдельной ветви диафрагмы приложены ветровая нагрузка и реакции ригелей Q (см. рис. VI.61). Так как ветви связаны нерастяжимыми ригелями, их деформации от приложенных нагрузок должны удовлетворять условиям совместности, т. е. кривые, по которым изгибаются обе ветви, должны быть тождественны. Ветровую нагрузку считают заданной. Реакции ригелей определяют из расчета, используя условия совместности деформаций.

Расчет выполняют методом сил. Основную систему образуют, разрезая диафрагму вертикальным сечением по оси проемов.

Так как изгибающие моменты в ригелях по осям проемов равны нулю, неизвестными усилиями в разрезе будут лишь перерезывающие

* А. Р. Ржаницын. Теория составных стержней строительных конструкций. М., Стройиздат, 1948.

силы в ригелях. За основное неизвестное принимают суммарную сдвигающую силу T.

Суммарная сдвигающая сила T в сечении диафрагмы, отстоящем от ее основания на расстояние $(H-x)$, равна сумме перерезывающих сил Q во всех ригелях, расположенных выше этого сечения.

Значение T возрастает от нуля в вершине диафрагмы (при $x=0$) до максимального значения в ее основании (при $x=H$).

Суммарную сдвигающую силу T в функции от координаты x находят из дифференциального уравнения, выражающего условие совместности деформаций *. Зная значение T в нижнем сечении, можно легко определить максимальные значения нормальной силы и изгибающего момента в каждой ветви диафрагмы, максимальное перерезывающее усилие в ригеле и прогиб диафрагмы.

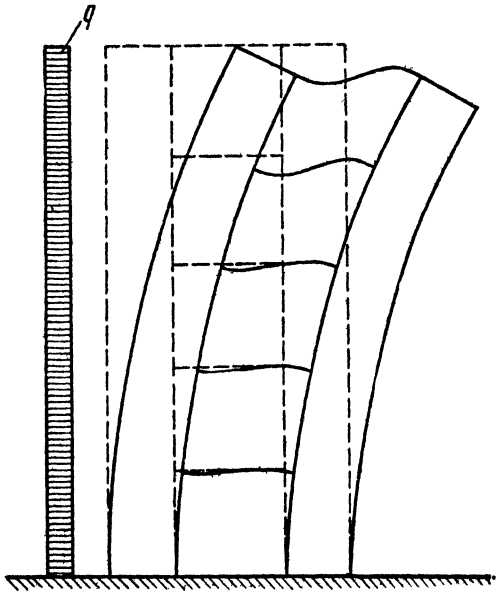


Рис. VI.62. Деформация диафрагмы от ветровой нагрузки.

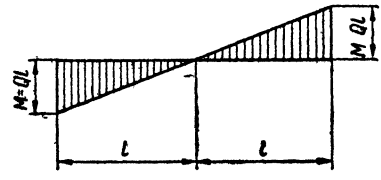
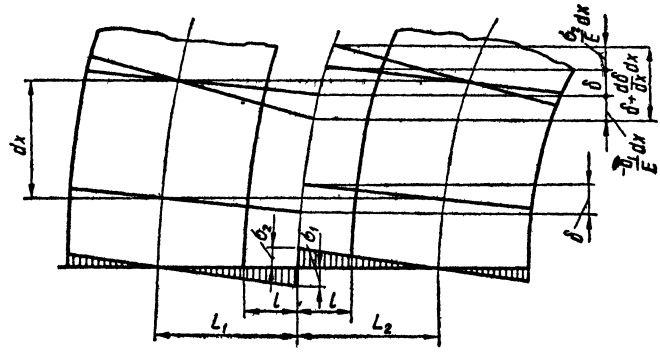


Рис. VI.63. Эпюра изгибающих моментов в ригеле.

* Разрезаем диафрагму по оси проемов Относительный сдвиг какой-либо точки крайнего волокна одной ветви и соответствующей точки смежного волокна второй ветви обозначим через δ.



Приращение сдвига на длине dx равно разности удлинений краевых волокон (см рис.)

$$d\delta = \left(\frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E}\right) dx, \text{ или } \frac{d\delta}{dx} = \frac{\sigma_2 - \sigma}{E}. \quad (1)$$

Нормальная сила в каждой из ветвей диафрагмы равна значению суммарной сдвигающей силы T в соответствующем сечении; при этом наветренная ветвь будет растянута, подветренная — сжата (рис. VI.64, *г*)

$$T = \frac{0{,}5qH^2}{\frac{F_1+F_2}{v}\cdot\frac{I_1+I_2}{F_1\cdot F_2}+v}\,w. \qquad \text{(VI.83)}$$

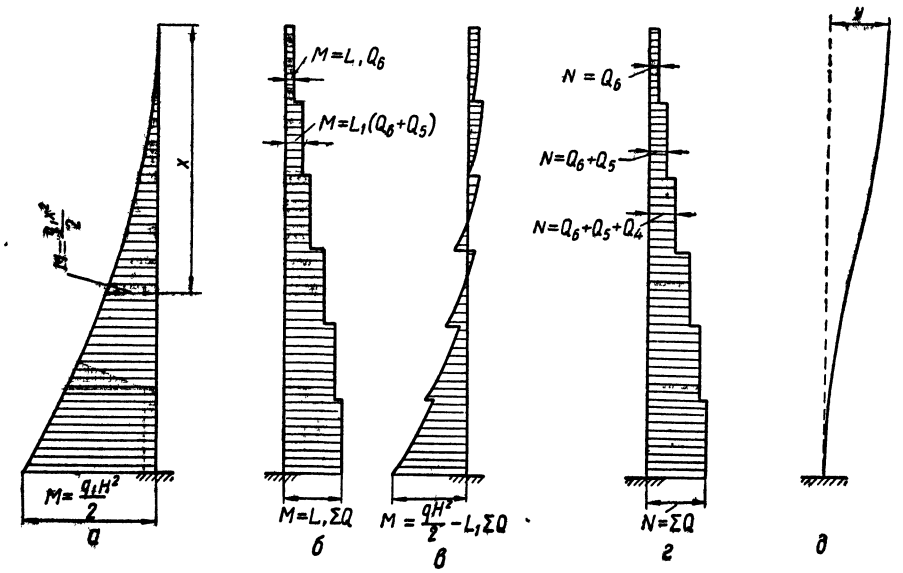


Рис. VI.64. Эпюры изгибающих моментов в первой ветви:
а — от ветровой нагрузки q_1; *б* — от усилий в ригелях Q; *в* — суммарная эпюра; *г* — эпюра нормальных сил; *д* — эпюра прогибов.

Максимальное нормальное усилие N в каждой из ветвей равно

$$N = \pm T; \qquad \text{(VI.84)}$$

(знак плюс для наветренной ветви, знак минус для подветренной).

Так как перерезывающие силы в ригелях пропорциональны деформации сдвига, сдвигающее усилие τ на единицу длины равно $\tau = \frac{3EI_p}{2l^3h}\delta$, откуда

$$\frac{d\delta}{dx} = \frac{2l^3h}{3EI_p}\cdot\frac{d\tau}{dx}. \qquad (2)$$

Суммарное сдвигающее усилие T выражается через τ следующим образом

$$T = \int_0^x \tau dx. \qquad (3)$$

Условие совместности деформаций может быть записано в следующем виде

$$\frac{d\delta}{dx} = \Delta_T T + \Delta_0, \qquad (4)$$

где Δ_T — приращение сдвига от суммарного единичного сдвигающего усилия T; Δ_0 — приращение сдвига от нагрузок, приложенных к ветвям диафрагмы.

При вычислении Δ_T и Δ_0 считаем, что обе ветви работают независимо одна от другой как простые консольные балки.

$$\Delta_0 = \frac{1}{E}(\sigma_2^0 - \sigma_1^0) = -\frac{1}{E}\left(\frac{EL_1}{\rho} + \frac{EL_2}{\rho}\right), \qquad (5)$$

где ρ — радиус кривизны диафрагмы в рассматриваемом сечении.

Изгибающий момент в отдельной ветви диафрагмы равен алгебраической сумме моментов от приходящейся на эту ветвь части ветровой нагрузки (рис. IV.64, *а*) и от силы T (рис. IV.64, *б*). Знаки моментов от ветровой нагрузки и силы T противоположны (рис. IVI.64, *в*).

Максимальный изгибающий момент и нормальная сила всегда имеют место в основании диафрагмы (при $x=H$). Их значения быстро убывают по высоте диафрагмы. Максимальный прогиб имеет место в верхнем сечении (при $x=0$). Положение ригеля, в котором перерезывающая сила Q имеет наибольшее значение, зависит от жесткости ригелей: перерезывающая сила Q обычно достигает максимального значения в ригелях, расположенных в средней трети диафрагмы; с увеличением жесткости ригелей положение максимальной перерезывающей силы смещается к основанию диафрагмы. Так как в нескольких соседних ригелях значение перерезывающей силы лишь незначительно отличается от максимального, сечение всех ригелей следует принимать одинаковым.

Максимальное значение изгибающего момента вычисляем по формулам:

в первой ветви

$$M_1=\frac{I_1}{I_1+I_2}\left(\frac{qH^2}{2}-Tv\right); \qquad \text{(VI.85)}$$

во второй ветви

$$M_2=\frac{I_2}{I_1+I_2}\left(\frac{qH^2}{2}-Tv\right). \qquad \text{(VI.86)}$$

Прогиб каждой ветви равен алгебраической сумме прогибов этой ветви от ветровой нагрузки и силы T. Так как ригели считают нерастяжимыми, прогибы обеих ветвей одинаковы и равны прогибу диафрагмы (рис. VI.64, *д*).

Максимальное значение прогиба диафрагмы y (прогиб верхнего конца диафрагмы) вычисляем по формуле

$$y=\frac{qH^4}{8E(I_1+I_2)}\left[1-\frac{\psi}{1+\frac{(I_1+I_2)(F_1+F_2)}{v^2F_1F_2}}\right]. \qquad \text{(VI.87)}$$

Перерезывающая сила в ригеле Q равна приращению суммарной сдвигающей силы T в пределах этажа. Максимальная перерезывающая сила в ригеле $Q_{макс}$ равна

$$Q_{макс}=\frac{Th}{wH}k. \qquad \text{(VI.88)}$$

Здесь q — равномерная ветровая нагрузка на диафрагму в *кг/см*;

Подставляя в формулу (5) $\frac{1}{\rho}=\frac{M}{E(I_1+I_2)}=\frac{qx^2}{2E(I_1+I_2)}$, получим

$$\Delta_0=\frac{qx^2v}{2E(I_1+I_2)}. \qquad (6)$$

Аналогичным образом получим

$$\Delta_T=\frac{1}{E}\left(\frac{1}{F_1}+\frac{1}{F_2}+\frac{v}{I_1+I_2}\right). \qquad (7)$$

Подставляя в формулу (4) равенства (2), (6) и (7) и принимая во внимание равенство (3), получим основное дифференциальное уравнение

$$\frac{d^2T^2}{dx^2}-\lambda^2T=-\gamma x^2, \qquad (8)$$

H — высота диафрагмы в *см*;

v — расстояние между центрами тяжести сечений ветвей диафрагмы;

F_1 и F_2 — площадь поперечного сечения первой и второй ветви диафрагмы в *см*^{2};

I_1 и I_2 — моменты инерции ветвей относительно собственных центров тяжести в *см*^{4};

E — модуль деформации материала ветвей в *кг/см*^{2} (предполагается, что обе ветви диафрагмы выполнены из одного материала, ригели — из другого);

w, ψ и k — коэффициенты, определяемые с помощью табл. VI.33 и графика (рис. VI.65) в зависимости от безразмерного параметра m, вычисляемого по формуле

$$m = H\sqrt{\frac{3I_p}{2l^3h}\,\frac{E_p}{E}\left(\frac{F_1+F_2}{F_1F_2}+\frac{v^2}{I_1+I_2}\right)}, \qquad \text{(VI.89)}$$

где I_p — момент инерции ригеля в *см*^{4};

E_p — модуль деформации материала ригеля в *кг/см*^{2};

h — высота этажа в *см*;

l — половина расчетного пролета ригеля в *см*.

Расчетный пролет ригеля $2l$ для железобетонных диафрагм равен ширине проема; для диафрагм с кирпичными ветвями и железобетонными ригелями — ширине проема плюс две высоты ригеля. В диафрагме

где

$$\lambda = \sqrt{\frac{3I_p}{2l^3h}\cdot\frac{E_p}{E}\left(\frac{1}{F_1}+\frac{1}{F_2}+\frac{v_2}{I_1+I_2}\right)};$$

$$\gamma = \frac{3}{4}\cdot\frac{qvI_p}{l^3h(I_1+I_2)}\cdot\frac{E_p}{E}.$$

Общий интеграл уравнения (8), выраженный через гиперболические функции, имеет вид

$$T = C_1\,\mathrm{sh}\,\lambda x + C_2\,\mathrm{ch}\,\lambda x + \gamma\left[\frac{x^2}{\lambda^2}+\frac{2}{\lambda^4}\right]. \qquad (9)$$

Постоянные интегрирования C_1 и C_2 определяем из граничных условий: в вершине диафрагмы суммарная сдвигающая сила T равна нулю, т. е при $x=0$ $T=0$; в основании диафрагмы (в заделке) относительный сдвиг δ, следовательно и погонное сдвигающее усилие τ равны нулю, т. е. при $x=H$ $\frac{dT}{dx}=\tau=0$.

Соответствующее частное решение может быть записано так:

$$T = \frac{\gamma H^2}{\lambda^2}\cdot\frac{2}{m^2}\left[(\mathrm{sh}\,m - m)\frac{\mathrm{sh}\,m\xi}{\mathrm{ch}\,m} - \mathrm{ch}\,m\xi + \frac{m^2}{2}\xi^2 + 1\right], \qquad (10)$$

где $m = \lambda H$; $\xi = \frac{x}{H}$.

При $\xi=1$ получим формулу для определения суммарной сдвигающей силы T в основании диафрагмы.

Изгибающий момент в диафрагме равен

$$M = \left(\frac{q(\xi H)^2}{2} - Tv\right), \qquad (11)$$

где T определяется по формуле (10)

Подставляя выражение (11) в дифференциальное уравнение изогнутой оси $\frac{d^2y}{dx^2}=\frac{M}{EI}$, получим формулу для определения прогибов, имеющих после вычисления постоянных интегрирования следующий вид

Таблица VI. 33

Коэффициенты для расчета стен, ослабленных проемами

m	w		ψ		k	ξ
0,2	0,0100		0,0150			
		0,0118		0,0187		
0,3	0,0218		0,0337			
		0,0159		0,0247		
0,4	0,0377		0,0584			
		0,0193		0,0299		
0,5	0,0570		0,0883			
		0,0220		0,0339		
0,6	0,0790		0,1222			
		0,0238		0,0369		
0,7	0,1028		0,1591			
		0,0254		0,0387		
0,8	0,1282		0,1978			
		0,0262		0,0397		
0,9	0,1544		0,2375			
		0,0263		0,0397		
1,0	0,1807		0,2772			
		0,0261		0,0392		
1,1	0,2068		0,3164			
		0,0256		0,0380		
1,2	0,2324		0,3544			
		0,0249		0,0367		
1,3	0,2573		0,3911			
		0,0239		0,0351		
1,4	0,2812		0,4262			
		0,0230		0,0332	1,3	0,5÷0,1
1,5	0,3042		0,4594			
		0,0219		0,0312		
1,6	0,3261		0,4906			
		0,0208		0,0293		
1,7	0,3469		0,5199			
		0,0197		0,0275		
1,8	0,3666		0,5474			
		0,0188		0,0256		
1,9	0,3854		0,5730			
		0,0177		0,0239		
2,0	0,4031		0,5969			
		0,0326		0,0428		
2,2	0,4357		0,6397			
		0,0293		0,0375		
2,4	0,4650		0,6772			
		0,0264		0,0322		
2,6	0,4914		0,7094			
		0,0238		0,0278		
2,8	0,5152		0,7372			
		0,0216		0,0242		
3,0	0,5368		0,7614			
		0,0197		0,0212		
3,2	0,5565		0,7826			
		0,0181		0,0187		
3,4	0,5746		0,8013			
		0,0166		0,0162		
3,6	0,5912		0,8175			
		0,0153		0,0145		
3,8	0,6065		0,8320			
		0,0143		0,0128		
4,0	0,6208		0,8448			
		0,0132		0,0115		
4,2	0,6340		0,8563			
		0,0123		0,0102	1,4	0,6÷0,5
4,4	0,6463		0,8665			
		0,0116		0,0091		
4,6	0,6579		0,8756			
		0,0108		0,0083		
4,8	0,6687		0,8839			
		0,0103		0,0075		
5,0	0,6790		0,8914			

m	w		ψ		k	ξ
5,0	0,6790		0,8914			
		0,0230		0,0158		
5,5	0,7020		0,9072			
		0,0200		0,0126	1,5	
6,0	0,7220		0,9198			
		0,0176		0,0102		
6,5	0,7396		0,9300			
		0,0155		0,0084		0,7÷0,6
7,0	0,7551		0,9384			
		0,0139		0,0069		
7,5	0,7690		0,9453			
		0,0124		0,0059	1,6	
8,0	0,7814		0,9512			
		0,0111		0,0050		
8,5	0,7925		0,9562			
		0,0101		0,0042		
9,0	0,8026		0,9604			
		0,0091		0,0037		
9,5	0,8117		0,9641			
		0,0083		0,0031	1,7	
10,0	0,8200		0,9672			
		0,0147		0,0052		
11,0	0,8347		0,9724			
		0,0125		0,0040		
12,0	0,8472		0,9764			
		0,0108		0,0032		0,8÷0,7
13,0	0,8580		0,9796			
		0,0093		0,0026	1,8	
14,0	0,8673		0,9822			
		0,0062		0,0022		
15,0	0,8755		0,9844			
		0,0073		0,0018		
16,0	0,8828		0,9862			
		0,0065		0,0015		
17,0	0,8893		0,9877			
		0,0058		0,0013		
18,0	0,8951		0,9890			
		0,0052		0,0011		
19,0	0,9003		0,9901			
		0,0047		0,0009		
20,0	0,9050		0,9910			
		0,0182		0,0031	2,0	
25,0	0,9232		0,9941			
		0,0124		0,0018		
30,0	0,9356		0,9959			
		0,0089		0,0010		
35,0	0,9445		0,9969			
		0,0068		0,0007		
40,0	0,9513		0,9976			

$$w = \frac{2}{m^2}\left(\frac{m^2}{2} + 1 - \frac{1 + m\,\mathrm{sh}\,m}{\mathrm{ch}\,m}\right);$$

$$\psi = \frac{8}{m^2}\left(\frac{m^2}{8} + \frac{1 + m\,\mathrm{sh}\,m}{m^2\,\mathrm{ch}\,m} - \frac{1}{m^2} - \frac{1}{2}\right)$$

Примечание. В смещенных строках граф w и ψ приведены разности для интерполирования.

мах с кирпичными ветвями глубина заделки ригелей должна быть достаточной для восприятия изгибающего момента на опоре ригеля (см. СНиП II-В. 2—62 *).

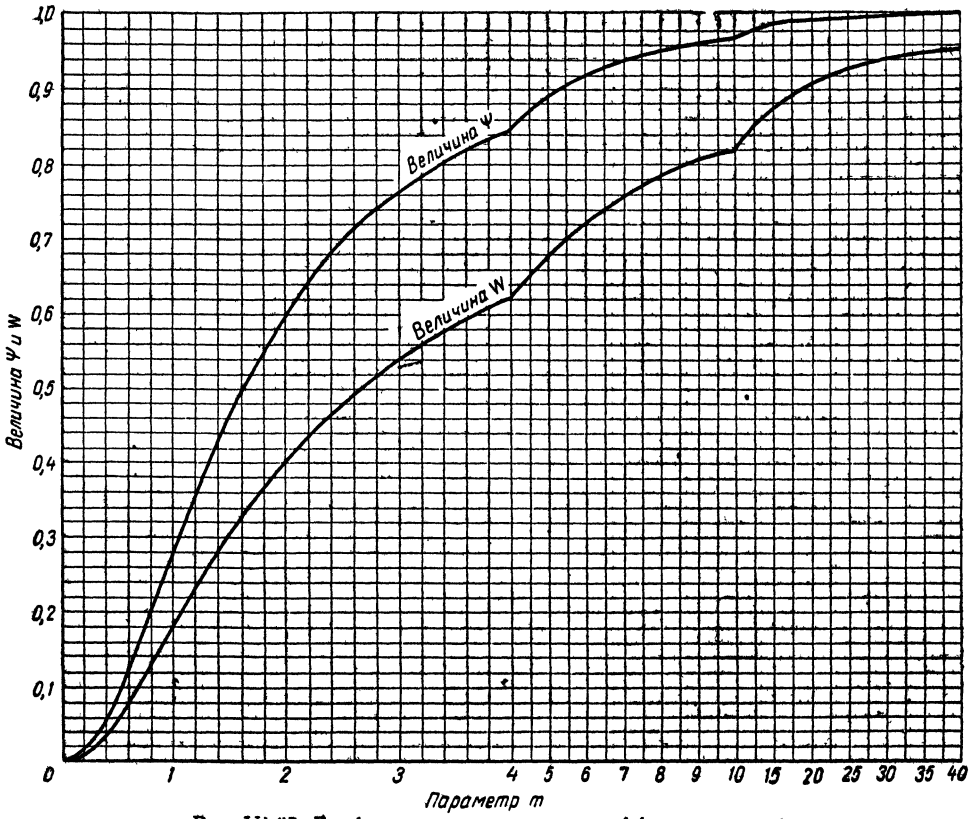


Рис. VI.65. График для определения коэффициента w, ψ.

Для симметричной диафрагмы (при $F_1=F_2=F$; $I_1=I_2=I$) формулы (VI.83)—(VI.89) принимают следующий вид:

$$T=\frac{0{,}5qH^2LF}{2(I+L^2F)}\,w; \qquad \text{(VI.90)*}$$

$$y=\frac{qH^4}{2(I_1+I_2)E}\left(\frac{\xi^4}{12}-\frac{\xi}{3}+\frac{1}{4}\right)-$$
$$-\frac{2\gamma H^4 v}{\lambda^2 E(I_1+I_2)}\,\frac{1}{m^2}\left[\frac{(\operatorname{sh} m-m)\operatorname{sh} m\xi+1+m\operatorname{sh} m}{m^2\operatorname{ch} m}-\right.$$
$$\left.-\frac{\operatorname{ch} m\xi}{m^2}+\frac{m^2}{24}(\xi^4-4\xi+3)+\frac{\xi^2}{2}-\frac{1}{2}\right]. \qquad (12)$$

Из уравнения (12) при $\xi=0$ получим формулу (VI. 87) для определения прогиба верхушки диафрагмы.

Для определения максимальной перерезывающей силы в ригеле вычисляем при различных значениях m и ξ максимальное значение τ по формуле

$$\tau=\frac{\gamma H}{\lambda^2}\,\frac{2}{m}\left[(\operatorname{sh} m-m)\,\frac{\operatorname{ch} m\xi}{\operatorname{ch} m}-\operatorname{sh} m\xi+m\xi\right] \qquad (13)$$

и умножаем его на высоту этажа h

* Величина $2(I+L^2F)$ в формуле (VI. 90) — это момент инерции всего сечения диафрагмы относительно ее центра тяжести.

$$M = \frac{qH^2}{4} - TL; \qquad \text{(VI.91)}$$

$$y = \frac{qH^4}{16EI}\left(1 - \frac{L^2F}{I + L^2F}\psi\right); \qquad \text{(VI.92)}$$

$$m = H\sqrt{\frac{3I_p}{l^3hF}\,\frac{E_p}{E}\left(1 + \frac{L^2F}{I}\right)}. \qquad \text{(VI.93)}$$

Порядок расчета диафрагмы жесткости с одним рядом проемов следующий.

Вычисляют по формуле (VI.89) параметр m и находят по табл. VI.33 соответствующие значения коэффициентов w, ψ, k.

По формулам вычисляют величины T, N, M, M_2, y и Q. Далее проверяют напряжения и подбирают сечения.

Параметр m полностью характеризует влияние проемов на работу диафрагмы. Чем больше m, тем меньшее влияние оказывают проемы на работу диафрагмы. При $m \geqslant 15$ диафрагма работает как глухая. При $m < 0{,}5$ учет совместной работы ветвей диафрагмы не дает надлежащего эффекта. В этом случае целесообразно увеличить сечение ригелей. Если увеличить сечение ригелей по каким-либо причинам невозможно, ветви следует рассчитывать независимо одна от другой как простые консольные балки. При этом ветровая нагрузка распределяется между ветвями пропорционально их жесткости.

Таким образом, не вычисляя усилий и деформаций, лишь по величине параметра m можно оценить работу конструкции и принять соответствующие решения.

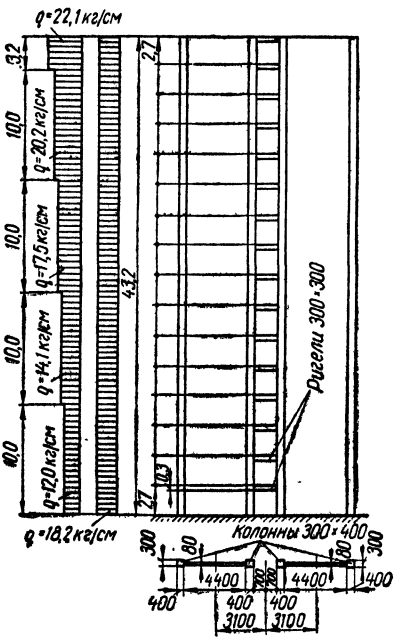


Рис. VI.66. К примеру 23.

Пример 23. Рассчитать железобетонную диафрагму жесткости шестнадцатиэтажного здания (рис. VI.66). Материал диафрагмы — бетон марки 200, $E = 265000$ *кг/см²*. Расстояние между диафрагмами 16,0 *м*; $v = 620$ *см*; $L = 310$ *см*; $l = 70$ *см*; $h = 270$ *см*; $H = 4320$ *см*. Здание строится в III ветровом районе.

Определяем ветровую нагрузку на 1 *м* диафрагмы. Величина расчетных давлений ветра по табл. VI.32 равна:

На высоте	0—10 *м*	75·16=1200 *кг/м*
»	11—20 »	88·16=1410 »
»	21—30 »	109·16=1750 »
»	31—40 »	126·16=2020 »
»	41—50 »	138·16=2210 »

Определяем изгибающий момент в основании диафрагмы от ветровой нагрузки

$$M = 1200 \cdot 10 \cdot 5 + 1410 \cdot 10 \cdot 15 + 1750 \cdot 10 \cdot 25 + 2020 \cdot 10 \cdot 35 + 2210 \cdot 3.2 \cdot 41.6 = 1\,712\,000 \text{ кг/м}.$$

Определяем равномерную нагрузку, эквивалентную по изгибающему моменту, т. е. равномерную нагрузку, вызывающую этот же изгибающий момент в основании диафрагмы,

$$q_{экв} = \frac{2M}{H^2} = \frac{2 \cdot 1\,712\,000}{43{,}2^2} = 1820 \text{ кг/м} = 18{,}2 \text{ кг/см}.$$

Вычисляем геометрические характеристики сечения.

Площадь сечения одной ветви F

$$F = 440 \cdot 8 + 2 \cdot 40 \cdot 30 = 5920{,}0 \ см^2;$$

момент инерции ветви I

$$I = \frac{8 \cdot 440^3}{12} + 2\,\frac{30 \cdot 40^3}{12} + 2 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 240^2 = 195 \cdot 10^6 \ см^4,$$

момент инерции ригеля $I_р$

$$I_р = \frac{30 \cdot 30^3}{12} = 67\,500 \ см^4.$$

Вычисляем параметр m, так как сечение симметричное, пользуемся формулой (VI 93)

$$m = H\sqrt{\frac{3I_р}{l^3hF}\,\frac{E_р}{E}\left(1 + \frac{L^2F}{I}\right)} =$$

$$= 4320\sqrt{\frac{3 \cdot 67\,500}{700^3 \cdot 270 \quad 5920}\left(3 + \frac{330^2 \cdot 5920}{195 \cdot 10^6}\right)} = 5{,}4.$$

По табл VI 33 находим значения коэффициентов

$$w = 0{,}697, \quad \psi = 0{,}904, \quad k = 1{,}50.$$

Определяем усилия в диафрагме Суммарная сдвигающая сила T по формуле (VI 90)

$$T = \frac{0{,}5qH^2LF}{2(I + L^2F)}\,w = \frac{0{,}5 \cdot 18{,}2 \cdot 4320^2 \cdot 310 \cdot 5920}{2(195 \cdot 10^6 + 310^2 \cdot 5920)} \cdot 0{,}697 = 143\,500 \ кг;$$

максимальная нормальная сила в каждой из ветвей по формуле (VI 84) равна $N_1 = 143500$ *кг*; $N_2 = -143500$ *кг*;

максимальное значение изгибающего момента в каждой из ветвей по формуле (VI.91).

$$M = \frac{qH^2}{4} - TL = \frac{18{,}2 \cdot 4320^2}{4} - 143\,500 \cdot 310 = 39{,}7 \cdot 10^6 \ кг/см = 397\,000 \ кг/м$$

прогиб верхушки диафрагмы по формуле (VI 92)

$$y = \frac{qH^4}{16EI}\left[1 - \frac{L^2F}{I + L^2F}\,\psi\right] =$$

$$= \frac{18{,}2 \cdot 4320^4}{16 \cdot 265\,000 \cdot 195 \cdot 10^6}\left[1 - \frac{310^2 \cdot 5920}{195 \cdot 10^6 + 310^2 \cdot 5920}\,0{,}904\right] = 2{,}52 \ см;$$

максимальное значение перерезывающей силы в ригеле по формуле (VI 88)

$$Q_{макс} = \frac{T}{w}\,\frac{h}{H}\,k = \frac{143\,500}{0{,}697}\,\frac{270}{4320}\,1{,}5 = 19\,200 \ кг.$$

Напряжения в основании диафрагмы

$$\sigma = \pm\left(\frac{N}{F} + \frac{Mz}{I}\right) = \pm\left(\frac{143\,550}{5920} + \frac{39{,}7 \cdot 10^6 \cdot 260}{195 \quad 10^6}\right) = \pm\,77{,}2 \ кг/см^2$$

Сравним найденные значения $Q_{макс}$, y, σ с теми же величинами, полученными из расчета диафрагмы без учета влияния проемов — глухой диафрагмы и из расчета диафрагмы в виде двух отдельных ветвей, не связанных ригелями.

Сопоставление различных методов расчета (к примеру 23)

Определяемые величины	Расчет диафрагмы		
	в виде отдельных ветвей	как составного стержня	без учета влияния проемов
Максимальные напряжения в теле диафрагмы σ в *кг/см²*	+114,0 —114,0	+77,2 —77,2	+64,0 —64,0
Максимальное значение перерезывающей силы в ригеле $Q_{макс}$ в *кг*	0,0	19200	25600
Прогиб верхушки диафрагмы y в *см*	7,67	2,52	1,96

Пример 24. Рассчитать железобетонную диафрагму жесткости девятиэтажного здания (рис. VI.67). Материал диафрагмы — бетон марки 200; $E=265000$ *кг/см*²; ветровая нагрузка 600 *кг/м*=6 *кг/см*

$v = 570$ *см*; $L_1 = 320$ *см*; $L_2 = 250$ *см*;
$H = 2520$ *см*; $h = 280$ *см*; $l = 70$ *см*.

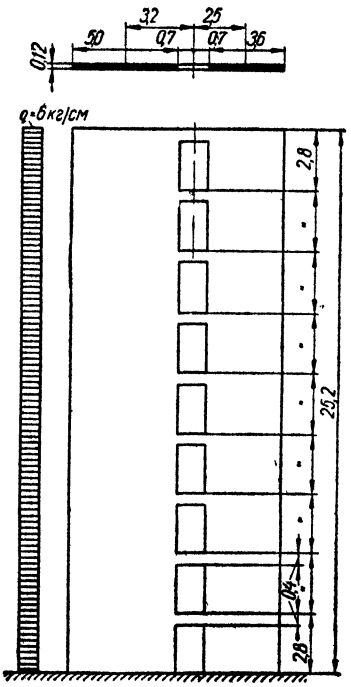


Рис. VI.67. К примеру 24.

Вычисляем геометрические характеристики сечения:

площадь первой ветви

$$F_1 = 12 \cdot 500 = 6000 \text{ см}^2.$$

момент инерции первой ветви

$$I_1 = \frac{12 \cdot 500^3}{12} = 125 \cdot 10^6 \text{ см}^4;$$

площадь второй ветви

$$F_2 = 12 \cdot 360 = 4320 \text{ см}^2;$$

момент инерции второй ветви

$$I_2 = \frac{12 \cdot 360^3}{12} = 46{,}5 \cdot 10^6 \text{ см}^4;$$

момент инерции ригеля

$$I_р = \frac{12 \cdot 40^3}{12} = 64\,000 \text{ см}^4.$$

По формуле (VI.89) вычисляем параметр m $\left(\frac{E_р}{E} = 1\right)$.

$$m = H\sqrt{\frac{3I_р}{2l^3h}\,\frac{E_р}{E}\left(\frac{F_1+F_2}{F_1F_2} + \frac{v^2}{I_1+I_2}\right)} =$$

$$= 2520\sqrt{\frac{3 \cdot 64\,000}{2 \cdot 70^3 \cdot 280}\left(\frac{6000+4320}{6000 \cdot 4320} + \frac{570^2}{125 \cdot 10^6 + 46{,}5 \cdot 10^6}\right)} = 3{,}81.$$

По табл VI.33 находим значения коэффициентов: $w=0{,}6072$; $\psi=0{,}8326$; $k=1{,}3$.

Определяем усилия в диафрагме. Суммарная сдвигающая сила T по формуле (VI.83)

$$T = \frac{0{,}5qH^2}{\frac{F_1+F_2}{v} \cdot \frac{I_1+I_2}{F_1F_2} + v}\,w =$$

$$= \frac{0{,}5 \cdot 6{,}0 \cdot 2520^2}{\frac{6000+4320}{570} \cdot \frac{125 \cdot 10^6 + 46{,}5 \cdot 10^6}{6000 \cdot 4320} + 570}\,0{,}6072 = 16\,600 \text{ кг};$$

максимальная нормальная сила в каждой из ветвей по формуле (VI 84) равна: $N_1 = 16600$ *кг*; $N_2 = -16600$ *кг*;

максимальное значение изгибающего момента в первой ветви по формуле (VI.85)

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1+I_2}\left(\frac{qH^2}{2} - Tv\right) = \frac{125{,}0}{125{,}0+46{,}5}\left(\frac{6 \cdot 2520^2}{2} - 16\,600 \cdot 570\right) =$$

$$= 6{,}9 \cdot 10^6 \text{ кг/см} = 69 \text{ тм};$$

максимальное значение изгибающего момента во второй ветви по формуле (VI.86)

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1+I_2}\left(\frac{qH^2}{2} - Tv\right) = \frac{46{,}5}{125{,}0+46{,}5}\left(\frac{6 \cdot 2520^2}{2} - 16\,600 \cdot 570\right) =$$

$$= 2{,}66 \cdot 10^6 \text{ кгсм} = 26{,}6 \text{ тм};$$

прогиб верхушки диафрагмы по формуле (VI.87)

$$y = \frac{qH^4}{8E(I_1 + I_2)}\left[1 - \frac{\psi}{1 + \frac{(I_1 + I_2)(F_1 + F_2)}{v^2 F_1 F_2}}\right] =$$

$$= \frac{6 \cdot 2520^4}{8 \cdot 265\,000\,(125 \cdot 10^6 + 46{,}5 \cdot 10^6)}\left[1 - \frac{0{,}8326}{1 + \frac{(125 + 46{,}5)(6000 + 4320)\,10^6}{6000 \cdot 4320 \cdot 570^2}}\right] =$$

$$= 0{,}215 \text{ см}.$$

Максимальная перерезывающая сила в ригеле по формуле (VI.88)

$$Q_{\text{макс}} = \frac{Th}{wH}\,k = \frac{16\,600}{0{,}6072} \cdot \frac{280}{2520}\,1{,}3 = 4000 \text{ кг}.$$

Определяем напряжения в основании диафрагмы:
в первой ветви

$$\sigma = \frac{N}{F_1} \pm \frac{M_1 y}{I_1} = \frac{16\,600}{6000} \pm \frac{6{,}9 \cdot 10^6 \cdot 250}{125 \cdot 10^6} = \begin{cases} +16{,}5 \text{ кг/см}^2 \\ -11{,}0 \text{ кг/см}^2; \end{cases}$$

во второй ветви

$$\sigma = \frac{-N}{F_2} \pm \frac{M_2 y}{I_2} = \frac{-16\,600}{4320} \pm \frac{2{,}66 \cdot 10^6 \cdot 180}{46{,}5 \cdot 10^6} = \begin{cases} +6{,}2 \text{ кг/см}^2. \\ -13{,}9 \text{ кг/см}^2. \end{cases}$$

Сравним найденные значения $Q_{\text{макс}}$, y и σ с теми же величинами, полученными из расчета диафрагмы без учета влияния проемов и из расчета диафрагмы в виде двух отдельных ветвей, не связанных ригелями.

Сопоставление результатов различных методов расчета (к примеру 24)

Определяемые величины	Расчет диафрагмы		
	в виде отдельных ветвей	как составного стержня	без учета влияния проемов
Максимальные напряжения в теле диафрагмы σ в кг/см²	+27,4 −27,4	+16,5 −13,9	+9,5 −9,6
Максимальное значение перерезывающей силы в ригеле $Q_{\text{макс}}$ в кг	0	4000	6200
Прогиб верхушки диафрагмы y в см	0,67	0,215	0,12

Таким образом, расчет диафрагмы как составного стержня позволяет более точно определить прогиб напряжения и усилия в диафрагме.

Пример 25. Рассчитать стену десятиэтажного здания на ветровую нагрузку (рис. VI.68).

Стена из кирпича марки 100; раствор марки 75; $E = 170000$ кг/см². Материал перемычек (ригелей) — железобетон, бетон марки 200; $E_p = 265000$ кг/см².

Вычисляем геометрические характеристики сечения:

$$F = 38 \cdot 460 + 50 \cdot 300 = 32\,500 \text{ см}^2;$$

$$I = \frac{300 \cdot 50^3}{12} + 300 \cdot 50 \cdot 139^2 + \frac{38 \cdot 460^3}{12} + 38 \cdot 460 \cdot 116^2 = 835 \cdot 10^6 \text{ см}^4;$$

$$I_p = \frac{38 \cdot 22^3}{12} = 33\,600 \text{ см}^4.$$

Вычисляем параметр m по формуле (VI.93)

$$m = 2800\sqrt{\frac{3 \cdot 33\,600}{142^3 \cdot 280 \cdot 32\,500} \cdot \frac{265\,000}{17\,000}\left(1 + \frac{466^2 \cdot 32\,500}{835 \cdot 10^6}\right)} = 2{,}1.$$

По табл. VI.33 $w = 0{,}4194$; $\psi = 0{,}6173$; $k = 1{,}3$.

Определяем прогиб и усилия в стене от ветровой нагрузки

по формуле (VI 90)

$$T = \frac{0{,}5 \cdot 10 \cdot 2800^2 \cdot 466 \cdot 32\,500}{2\,(835 \cdot 10^6 + 466^2 \cdot 32\,500)} \cdot 0{,}4194 = 15\,900 \text{ кг};$$

по формуле (VI 84)

$$N = \pm 15\,900 \text{ кг};$$

по формуле (VI 91)

$$M = \frac{10 \cdot 2800^2}{4} - 15\,900 \cdot 466 = 12{,}2 \cdot 10^6 \text{ кгсм};$$

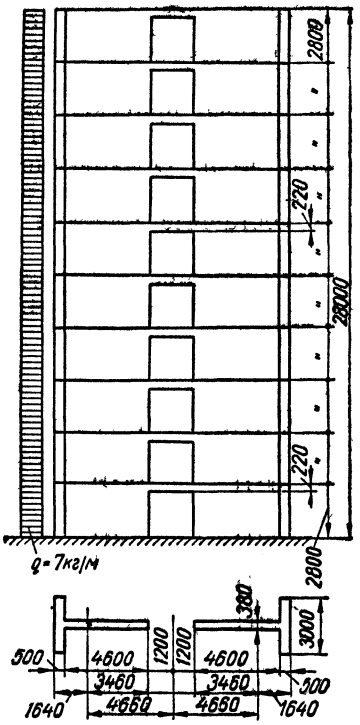


Рис. VI.68. К примеру 25.

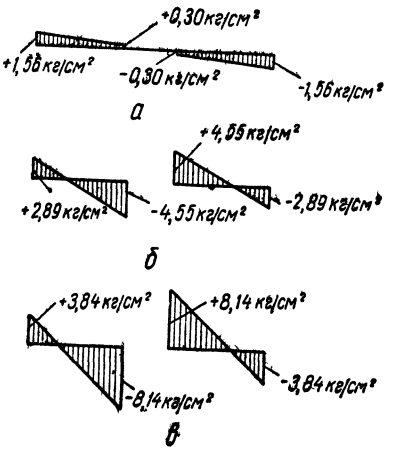


Рис. VI.69. Эпюры нормальных напряжений в основании стены:
а — расчет по СНиП II-В. 2—62 *; *б* — расчет стены как составного стержня; *в* — стена из двух несвязанных ветвей (к примеру 25).

по формуле (VI 92)

$$y = \frac{10 \cdot 2800^4}{16 \cdot 17\,000 \cdot 835 \cdot 10^6} \left[1 - \frac{466^2 \cdot 32\,500}{835 \cdot 10^6 + 466^2 \cdot 32\,500} \cdot 0{,}6178\right] = 1{,}22 \text{ см};$$

по формуле (VI.88)

$$Q_{\text{макс}} = \frac{15\,900}{0{,}4194} \cdot \frac{280}{2800} \cdot 1{,}3 = 4910 \text{ кг}.$$

Максимальные значения нормальных напряжений в кладке стены

$$\sigma_{\substack{\text{макс}\\ \text{мин}}} = \pm\left(\frac{N}{F} - \frac{Mz}{I}\right) = \pm\left(\frac{15\,900}{32\,500} - \frac{12{,}2 \cdot 10^6 \cdot 346}{835{,}0 \cdot 10^6}\right) = \pm 4{,}55 \text{ кг/см}^2.$$

Сравним найденные значения σ, $Q_{\text{макс}}$ и y с теми же величинами, полученными из расчета стены как глухой и из расчета стены в виде двух отдельных, не связанных перемычками ветвей.

Сопоставление результатов различных методов расчета (к примеру 25)

Определяемые величины	Расчет диафрагмы		
	по СНиП II-В. 2—62 (как глухой)	как составного стержня	из двух несвязанных ветвей
Максимальные значения нормальных напряжений в кладке стены σ в *кг/см²*	±1,56	±4,55	±8,14
Максимальное значение перерезывающей силы в перемычке $Q_{\text{макс}}$ в *кг*	7560	4910	0
Прогиб верхушки диафрагмы y в *см*	0,29	1,22	2,70

Как видно из таблицы, расчет стены по СНиП II-В. 2—62* отличается от расчета стены как составного стержня. Это вызвано тем, что метод расчета, приведенный в СНиП II-В. 2—62* не учитывает влияния деформации перемычек на работу стены. Связанная с этим погрешность будет тем больше, чем выше здание и чем больше стена ослаблена проемами. Считая, что стена состоит из двух не связанных между собой ветвей, мы также неправильно оцениваем ее несущую способность (рис. VI.69).

Таким образом, расчет каменных зданий по методу, приведенному в СНиП II-В. 2—62*, может быть рекомендован для продольных стен и незначительно ослабленных проемами поперечных стен. Ослабленные большими проемами поперечные стены многоэтажных зданий необходимо рассчитывать на ветровую нагрузку как составные стержни с упругими связями.

Часто встречаются поперечные диафрагмы, примыкающие к внутренней продольной стене, ослабленные проемами в месте примыкания. Например, стены лестничных клеток и т. п. (рис. VI.70).

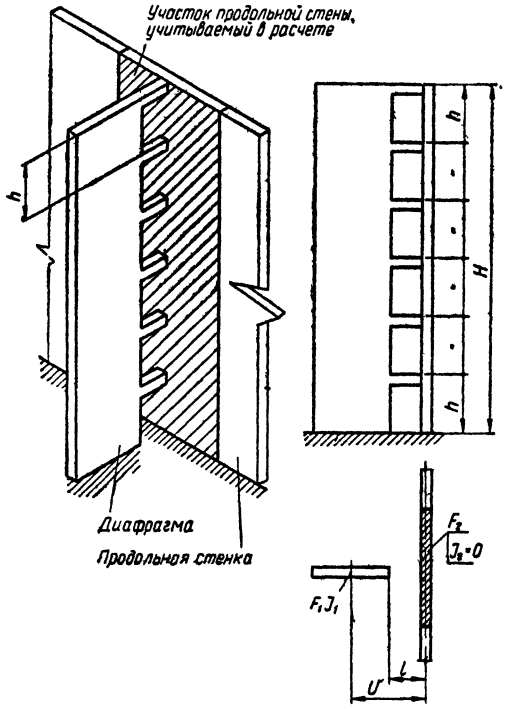


Рис. VI.70. Примыкание диафрагмы к продольной стене

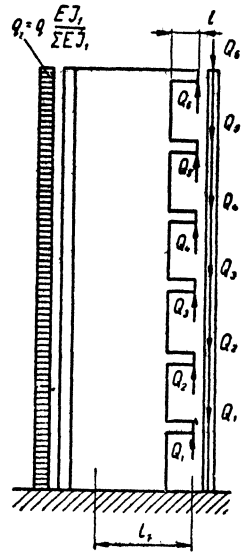


Рис. VI.71 Схема нагрузок на ветви диафрагмы, примыкающей к продольной стене.

Такие диафрагмы могут рассчитываться как стержни составного сечения. Одной из ветвей служит диафрагма.

Участок продольной стены, примыкающий к диафрагме, рассматривается как вторая ветвь составного сечения.

Размер учитываемого в расчете участка продольной стены зависит от ее конструкции. Если стена панельная, обычно учитываются одна или две панели, непосредственно примыкающие к поперечной диафрагме. Если имеется несколько поперечных диафрагм, которые примыкают к продольной стене с некоторым шагом R, величина учитываемого в рас-

чете участка не должна превышать R независимо от конструкции продольной стены.

Собственный момент инерции ветви, образованной участком продольной стены, принимаем равным нулю, так как продольная стена перпендикулярна к плоскости диафрагмы.

Нулевая точка эпюры изгибающих моментов в ригеле расположена там, где ригель опирается на продольную стену (рис. VI.71).

Расчет может быть выполнен по приведенным выше формулам (VI.83)—(VI.88).

При этом 1) полагаем $I_2=0$;

2) параметр m вычисляем по формуле

$$m = H\sqrt{\frac{3I_pE_p}{l^3hE}\left(\frac{F_1+F_2}{F_1F_2}+\frac{v^2}{I_1}\right)}. \qquad \text{(VI.94)}$$

Совместный расчет поперечной диафрагмы и продольной стены по формулам (VI.83)—(VI.88) и (VI.94) может выполняться только в том случае, если узел сопряжения ригеля над проемом и продольной стены способен воспринять действующую в ригеле поперечную силу, определяемую по формуле (VI.88).

Порядок расчета проследим на примере.

Пример 26. Рассчитать железобетонную диафрагму жесткости шестнадцатиэтажного здания (рис. VI.72). Материал диафрагмы — бетон марки 400 $E=3{,}5\cdot10^5$ *кг/см*^{2}.

Ветровая нагрузка $q=260$ *кг/м*$=2{,}6$ *кг/см*; $v=330$ *см*; $H=4480$ *см*; $h=280$ *см*; $l=130$ *см*.

Вычисляем геометрические характеристики сечения:

площадь первой ветви

$$F_1 = 16 \times 400 = 6400 \text{ см}^2;$$

момент инерции первой ветви

$$I_1 = \frac{16\cdot400^3}{12} = 85\cdot10^6 \text{ см}^4;$$

площадь второй ветви

$$F_2 = \underset{l=0}{115} \times 16 = 1840 \text{ см}^2;$$

момент инерции ригеля

$$I_p = \frac{16\cdot50^3}{12} = 165\,000 \text{ см}^4.$$

Эквивалентная по изгибающему моменту равномерно распределенная ветровая нагрузка $q=2{,}6$ *кг/см* По формуле (VI 94) вычисляем параметр

$$m = 4480\sqrt{\frac{3\cdot165\,000}{130^3\cdot280}\left(\frac{6400+1840}{6400\cdot1840}+\frac{330^2}{85\cdot10^6}\right)} = 5{,}65.$$

По табл. VI 33 находим значения коэффициентов $w=0{,}708$; $\psi=0{,}911$; $K=1{,}5$.

Определяем усилия в диафрагме

Суммарная сдвигающая сила T по формуле (VI 83)

$$T = \frac{0{,}5\cdot2{,}6\cdot4480^2}{\dfrac{6400+1840}{330}\cdot\dfrac{85\cdot10^6}{6400\cdot1840}+330}\cdot0{,}708 = 36\,400 \text{ кг}.$$

Максимальная нормальная сила в каждой из ветвей по формуле (VI 84) равна $N_1=36400$ *кг*, $N_2=-36400$ *кг*.

Максимальное значение изгибающего момента в первой ветви по формуле (VI.85)

$$M_1 = \frac{2{,}6\cdot4480^2}{2} - 36\,400\cdot330 = 14\cdot10^6 \text{ кгсм} = 140 \text{ тм}.$$

Изгибающий момент во второй ветви $M_2=0$.

Прогиб верхушки диафрагмы по формуле (VI.87)

$$y = \frac{2{,}6 \cdot 4480^4}{8 \cdot 350\,000 \cdot 85 \cdot 10^6}\left(1 - \frac{0{,}911}{1 + \frac{35\,(6400 + 1840)\,10^6}{330^2 \cdot 6400 \cdot 1840}}\right) = 1{,}81 \text{ см}.$$

Максимальная перерезывающая сила в ригеле по формуле (VI.88)

$$Q = \frac{Th}{wH}\,k = \frac{36\,400}{0{,}700} \cdot \frac{200}{4480} \cdot 1{,}5 = 4800 \text{ кг}.$$

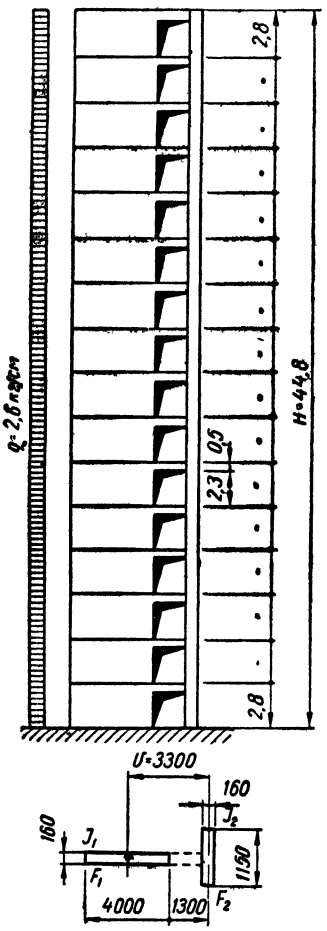


Рис. VI.72. К примеру 26.

Определяем напряжение в основании диафрагмы:
в первой ветви

$$\sigma = \frac{N}{F_1} \pm \frac{M_1 y}{I_1} = \frac{36\,400}{6400} \pm$$

$$\pm \frac{14 \cdot 10^6 \cdot 200}{85 \cdot 10^6} = \begin{matrix} +38{,}5 \text{ кг/см}^2 \\ -27{,}1 \text{ кг/см}^2; \end{matrix}$$

во второй ветви

$$\sigma = -\frac{36\,400}{1840} = -19{,}8 \text{ кг/см}^2.$$

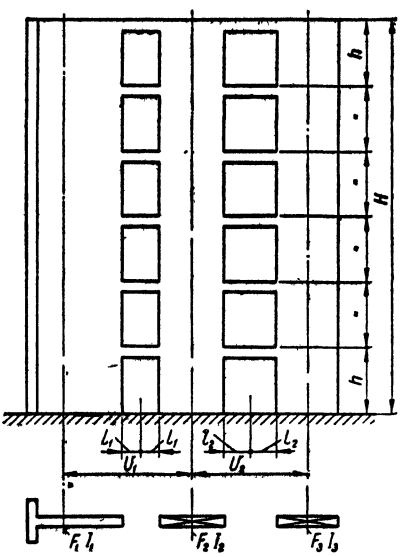


Рис. VI.73. Диафрагма, ослабленная двумя рядами проемов.

Пользуясь теорией составных стержней, можно также рассчитывать диафрагмы, ослабленные двумя рядами регулярно расположенных проемов (рис. VI.73).

Расчетные формулы для таких диафрагм имеют следующий вид:

1) суммарная сдвигающая сила:

в ригелях над первым рядом проемов

$$T_1 = \frac{qH^2 э_1}{2\,(c_1 - c_2)\,E\Sigma I}\left(\frac{v_1 c_1 - v_2}{\lambda_2^2}\,w_2 - \frac{v_1 c_2 - v_2}{\lambda_1^2}\,w_1\right); \qquad \text{(VI.95)}$$

в ригелях над вторым рядом проемов

$$T_2 = \frac{qH^2 э_1}{2(c_1 - c_2)E\Sigma I}\left(\frac{v_1 + \frac{c_1 v_2}{s}}{\lambda_1^2} w_1 - \frac{v_1 + \frac{c_2 v_2}{s}}{\lambda_2^2} w_2\right); \qquad (VI.96)$$

Сопоставление результатов различных методов расчета (к примеру 26)

Определяемые величины	Расчет диафрагмы		
	в виде отдельных ветвей	как составного стержня	без учета влияния проема
Максимальные напряжения в теле диафрагмы в *кг/см*²	+61,5 —61,5	+38,5 —27,1	+29,4 —29,4
Максимальное значение перерезывающей силы в ригеле в *кг*	0	4800	6400
Прогиб верхушки диафрагмы в *см*	4,4	1,81	1,56

2) максимальное значение нормальной силы (при $x=H$):

в первой ветви $N_1 = +T_1$; (VI.97)

во второй ветви $N_2 = -T_1 + T_2$; (VI.98)

в третьей ветви $N_3 = -T_2$ (VI.99)

3) максимальное значение изгибающего момента (при $x=H$)

В ветви i ($i=1, 2, 3$)

$$M_i = \frac{l}{\Sigma I}\left(\frac{qH^2}{2} - T_1 v_1 - T_2 v_2\right); \qquad (VI.100)$$

4) максимальный прогиб стены (при $x=0$)

$$y = \frac{qH^4}{8E\Sigma I}\left\{1 - \frac{э_2}{E\Sigma I}\left[\frac{(v_1 s + v_2 c_1)(v_2 - v_1 c_2)}{\lambda_1^2 (c_1 - c_2)}\psi_1 + \right.\right.$$
$$\left.\left. + \frac{(v_1 s + v_2 c_2)(v_1 c_1 - v_2)}{\lambda_2^2 (c_1 - c_2)}\psi_2\right]\right\}; \qquad (VI.101)$$

5) максимальная перерезывающая сила:

в ригелях над первым рядом проемов

$$Q_1 = \frac{qHe_1 h}{2(c_1 - c_2)E\Sigma I}\left[\frac{v_1 c_1 - v_2}{\lambda_2^2} k_2 - \frac{v_1 c_2 - v_2}{\lambda_1^2} k_1\right]; \qquad (VI.102)$$

в ригелях над вторым рядом проемов

$$Q_2 = \frac{qHэ_1 h}{2(c_1 - c_2)E\Sigma I}\left(\frac{v_1 + \frac{c_1 v_2}{s}}{\lambda_1^2} k_1 - \frac{v_1 + \frac{c_2 v_2}{s}}{\lambda_2^2} k_2\right). \qquad (VI.103)$$

В формулах (VI.95)—(VI.103) $w_1\psi_2 k_1$, $w_2\psi_2 k_2$ — величины, определяемые по табл. VI.33 в зависимости от параметров:

$$m_1 = H\lambda_1; \quad m_2 = H\lambda_2; \qquad (VI.104)$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\Delta_{11}э_1 + c_1\Delta_{12}э_2};$$
$$\lambda_2 = \sqrt{\Delta_{11}э_1 + c_2\Delta_{12}э_2}; \qquad (VI.105)$$

$$c_1 = \frac{\Delta_{22} - \Delta_{11}s}{2\Delta_{12}} + \sqrt{\left(\frac{\Delta_{22} - \Delta_{11}s}{2\Delta_{12}}\right)^2 + s};$$

$$c_2 = \frac{\Delta_{22} - \Delta_{11}s}{2\Delta_{12}} - \sqrt{\left(\frac{\Delta_{22} - \Delta_{11}s}{2\Delta_{12}}\right)^2 + s};$$

$$\Delta_{11}=\frac{1}{E}\left(\frac{1}{F_1}+\frac{1}{F_2}+\frac{v_1^2}{\Sigma I}\right);$$

$$\Delta_{22}=\frac{1}{E}\left(\frac{1}{F_2}+\frac{1}{F_3}+\frac{v_2^2}{\Sigma I}\right);$$

$$\Delta_{12}=\frac{1}{E}\left(\frac{v_1v_2}{\Sigma I}-\frac{1}{F_2}\right);$$

$$э_1=\frac{3E_{p_1}I_{p_1}}{2l_1^3h};\quad э_2=\frac{3E_{p_2}I_{p_2}}{2l_2^3h};\quad s=\frac{э_1}{э_2},$$

$$\Sigma I=I_1+I_2+I_3,$$

где F_1; F_2; F_3; I_1; I_2; I_3 — площади и моменты инерции соответствующих ветвей;

v_1, v_2 — расстояния между центрами тяжести ветвей;

l_1, l_2 — половина пролета соответственно первого и второго ригелей;

$E_{p_1}I_{p_1}$ $E_{p_2}I_{p_2}$ — модуль деформации и момент инерции соответствующего ригеля.

Для симметричной стены, при $v_1=v_2=v$; $I_1=I_3$; $l_1=l_2$; $F_1=F_3=F$; Формулы (VI.95)—(VI.103) принимают вид:

$$T=\frac{qH^2}{2}\cdot\frac{vF}{\Sigma I+2Fv^2}w; \qquad (VI.106)$$

$$N_1=+T;\ N_2=0;\ N_3=-T; \qquad (VI.107)$$

$$\left.\begin{aligned} M_1=M_3&=\frac{I_1}{\Sigma I}\left(\frac{qH^2}{2}-2vT\right);\\ M_2&=\frac{I_2}{\Sigma I}\left(\frac{qH^2}{2}-2vT\right);\end{aligned}\right\} \qquad (VI.108)$$

$$y=\frac{qH^4}{8E\Sigma I}\left(1-\frac{2v^2F}{\Sigma I+2Fv^2}\psi\right); \qquad (VI.109)$$

$$Q_{max}=\frac{Th}{H}k. \qquad (VI.110)$$

Коэффициенты w, ψ, k определяются по табл. VI.33 в зависимости от параметра m определяемого по формуле

$$m=H\sqrt{\frac{3I_p}{2l^3h}\cdot\frac{E_p}{E}\left(\frac{1}{F}+\frac{2v^2}{\Sigma I}\right)}. \qquad (VI.111)$$

Формулы (VI.95)—(VI.105) позволяют также рассчитывать диафрагмы, ослабленные тремя рядами симметрично расположенных проемов (рис. VI.74).

При этом величины Δ_{11}, Δ_{22}, ΣI следует определять по формулам

$$\Delta_{11}=\frac{1}{E}\left(\frac{1}{F_1}+\frac{1}{F_2}+\frac{2v_1^2}{\Sigma I}\right); \qquad (VI.112)$$

$$\Delta_{22}=\frac{1}{E}\left(\frac{2}{F_2}+\frac{v_2^2}{\Sigma I}\right);\ \Sigma I=2I_1+2I_2.$$

Пример 27. Рассчитать железобетонную диафрагму жесткости пятнадцатиэтажного здания (рис. VI.75). Материал диафрагмы — бетон марки 200, $E=265000$ *кг/см*²; ветровая нагрузка $q=20{,}0$ *кг/см*; $v=450$ *см*; $H=4500$ *см*, $h=300$ *см*; $l=200$ *см*

Вычисляем геометрические характеристики сечения

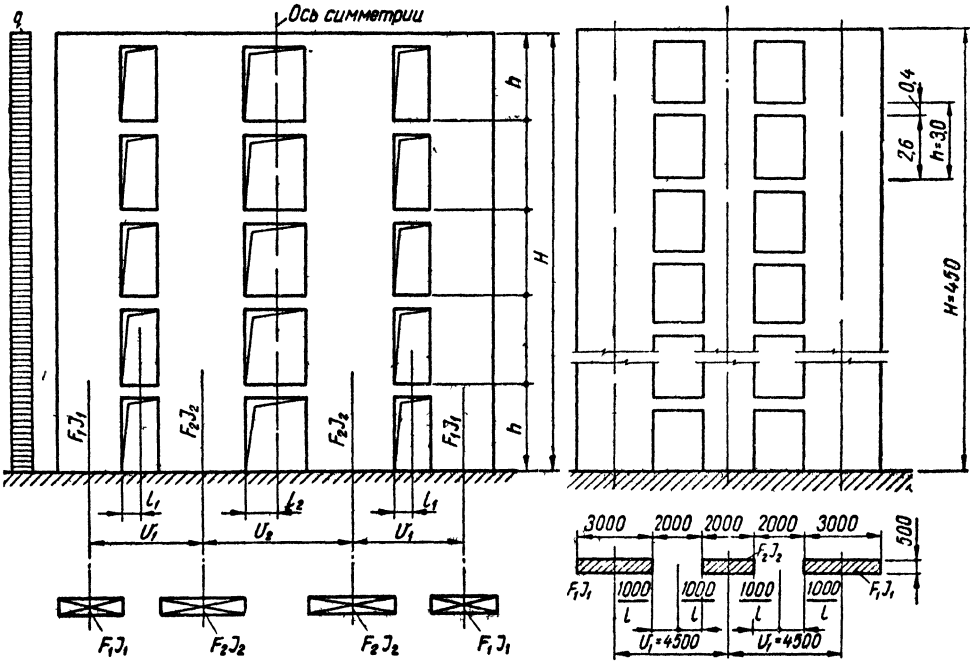


Рис. VI.74. Диафрагма, ослабленная тремя рядами симметрично расположенных проемов.

Рис. VI.75. К примеру 27.

Площадь первой и третьей ветвей

$$F_1 = F_3 = F = 50 \times 300 = 15\,000 \ см^2.$$

Момент инерции первой и третьей ветвей

$$I_1 = I_3 = I = \frac{50 \cdot 300^3}{12} = 112{,}5 \cdot 10^6 \ см^4.$$

Площадь второй ветви

$$F_2 = 50 \times 200 = 10\,000 \ см^2.$$

Момент инерции второй ветви

$$I_2 = \frac{20 \cdot 200^3}{12} = 33{,}3 \cdot 10^6 \ см^4.$$

Момент инерции ригеля

$$I_р = \frac{50 \cdot 40^3}{12} = 0{,}27 \cdot 10^6 \ см^4.$$

По формуле (VI.111) определяем

$$m = H \sqrt{\frac{3I_р}{2l^3h} \cdot \frac{E_р}{E} \left(\frac{1}{F} + \frac{2v^2}{\Sigma I} \right)} =$$

$$= 4500 \sqrt{\frac{3 \cdot 0{,}27 \cdot 10^6}{2 \cdot 100^3 \cdot 300} \left[\frac{1}{15\,000} + \frac{2 \cdot 450^2}{(2 \cdot 112{,}5 + 33{,}3)\,10^6} \right]} = 6{,}7.$$

По табл VI 33 находим значения коэффициентов
$\omega=0{,}7458$; $\psi=0{,}9334$.
Принимаем $k=1{,}6$.

Определяем усилия в диафрагме.

Суммарная, сдвигающая сила T по формуле (VI.106)

$$T = \frac{qH^2}{2} \cdot \frac{vF}{\Sigma I + 2Fv^2} w = \frac{20 \cdot 4500^2}{2} \times$$

$$\times \frac{450 \cdot 15\,000 \cdot 0{,}7458}{2 \cdot 112{,}5 \cdot 10^6 + 33{,}3 \cdot 10^6 + 2 \cdot 15\,000 \cdot 450^2} = 161\,500 \text{ кг} = 161{,}5 \text{ т}.$$

Максимальная нормальная сила в каждой из ветвей по формуле (VI.107) равна $N_1 = +T = +161500$ *кг*; $N_2 = 0$; $N_3 = -T = -161500$ *кг*.

Максимальное значение изгибающего момента в первой и третьей ветвях находим по формуле (VI.108)

$$M_1 = M_3 = \frac{I_1}{\Sigma I}\left(\frac{qH^2}{2} - 2vT\right) =$$

$$= \frac{112{,}5 \cdot 10^6}{258{,}3 \cdot 10^6}\left(\frac{20 \cdot 4500^2}{2} - 2 \cdot 450 \cdot 161\,500\right) = 250 \cdot 10^5 \text{ кгсм} = 250 \text{ тм}.$$

Максимальное значение изгибающего момента во второй ветви по формуле

$$M_2 = \frac{I_3}{\Sigma I}\left(\frac{qH^2}{2} - 2vT\right) =$$

$$= \frac{33{,}3 \cdot 10^6}{258 \cdot 10^6}\left(\frac{20 \cdot 4500^2}{2} - 2 \cdot 450 \cdot 161\,500\right) = 74 \cdot 10^5 \text{ кгсм} = 74 \text{ тм}.$$

Прогиб верхушки диафрагм по формуле (VI.109)

$$y = \frac{qH^4}{8E\Sigma I}\left(1 - \frac{2v^2F}{\Sigma I + 2Fv^2} \cdot \psi\right) = \frac{20 \cdot 4500^4}{8 \cdot 2{,}65 \cdot 10^5 \cdot 258{,}3 \cdot 10^6} \times$$

$$\times \left(1 - \frac{2 \cdot 450^2 \cdot 15\,000}{258{,}3 \cdot 10^6 + 2 \cdot 15\,000 \cdot 450^2} \cdot 0{,}9334\right) = 1{,}57 \text{ см}.$$

Максимальная перерезывающая сила в ригеле по формуле (VI.110) равна:

$$Q_{max} = \frac{Th}{wH} k = \frac{161\,500 \cdot 300}{0{,}7458 \cdot 4500} \cdot 1{,}6 = 23\,100 \text{ кг} = 23{,}1 \text{ т}.$$

Определяем напряжения в основании диафрагмы по формулам сопротивления материалов.

В первой и третьей ветвях

$$\sigma = \pm\left(\frac{N}{F_1} + \frac{M_1 y}{I_1}\right) = \pm\left(\frac{161\,500}{15\,000} + \frac{25{,}0 \cdot 10^6 \cdot 150}{112{,}5 \cdot 10^6}\right) = \pm 41{,}0 \text{ кг/см}^2.$$

Во второй ветви

$$\sigma = \pm \frac{M_2 y}{I_2} = \pm \frac{7{,}4 \cdot 10^6 \cdot 100}{33{,}3 \cdot 10^6} = \pm 22{,}2 \text{ кг/см}^2.$$

Сравним найденные значения Q_{max}, y, σ с теми же величинами, полученными из расчета диафрагмы без учета влияния проемов, — глухой диафрагмы и из расчета диафрагмы в виде трех отдельных ветвей, не связанных ригелями.

Рассмотренные выше примеры ослабленных проемами диафрагм жесткости свидетельствуют, что не учитывая податливость ригелей соединяющих отдельные ветви, т. е. не учитывая влияния проемов занижаем напряжения и прогибы, что совершенно недопустимо.

При совместной работе отдельных ветвей диафрагмы резко уменьшаются напряжения и прогибы. Поэтому расчет диафрагмы с учетом совместной работы ее ветвей позволяет получить более экономичное решение.

Сопоставление различных методов расчета (к примеру 27)

Определяемые величины	Расчет		
	в виде отдельных ветвей	как составного стержня	без учета влияния проемов
Максимальные напряжения в теле диафрагмы в *кг/см²*	+117,5 —117,5	+41,0 —41,0	+19,3 —19,3
Максимальное значение перерезывающей силы в ригеле в *кг*	0	23100	28800
Прогиб верхушки диафрагмы в *см*	14,9	1,57	0,61

Условием совместной работы ветвей диафрагмы является надежное защемление на опорах надпроемных ригелей. При конструировании этому вопросу должно быть уделено соответствующее внимание.

В примерах напряжения в основании ветвей диафрагмы от усилий N и M, вызванных ветровой нагрузкой, определены по формулам сопротивления материалов.

Напряжения в диафрагме возникают также от усилий N и M, вызванных вертикальными нагрузками. Диафрагма жесткости должна быть рассчитана на совместное действие вертикальных и ветровых нагрузок. При этом недостаточно определить напряжения по формулам сопротивления материалов, так как такой расчет не дает полного представления о работе железобетонной конструкции, которой является диафрагма. Если диафрагма жесткости выполняется в железобетоне, необходима проверка ее сечений по формулам СНиП II-В. 1—62* на совместное действие усилий N и M, вызванных вертикальными и ветровыми нагрузками.

Для сборных диафрагм при этом должны быть учтены монтажные эксцентриситеты в соответствии с действующими нормами.

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ СО СВЯЗЕВЫМ КАРКАСОМ

В зданиях со связевым каркасом диафрагмы жесткости, работающие как защемленные в основании консольные балки, поддерживают колонны, связанные с ними перекрытиями, и воспринимают все приложенные к зданию горизонтальные нагрузки. Ввиду этого расчет устойчивости здания со связевым каркасом сводится к расчету устойчивости его диафрагм жесткости.

Наиболее опасным для диафрагмы всегда будет сочетание горизонтальной (ветровой) и вертикальной нагрузок. Поэтому диафрагма должна быть рассчитана на устойчивость второго рода *.

Расчетные формулы имеют следующий вид.

Максимальный изгибающий момент (при $x=H$)

$$M=\frac{qH^2}{2}\,\Theta. \qquad \text{(VI.113)}$$

* Расчетная схема диафрагмы приведена на рис. VI.76.

где q — горизонтальная ветровая нагрузка на 1 *м* высоты здания (замена нагрузки, изменяющейся по высоте здания, эквивалентной по изгибающему моменту, равномерно распределенной, обычно не влечет за собой существенной погрешности);

p — суммарная вертикальная нагрузка на 1 *м* высоты здания (так как диафрагмы удерживают в состоянии равновесия все колонны здания, при расчете устойчивости необходимо учитывать всю нагрузку независимо от того, приложена она непосредственно к диафрагмам или к поддерживаемым ими колоннам);

H — высота диафрагмы.

Уравнение равновесия имеет вид

$$EI\frac{d^3y}{dx^3}+px\frac{dy}{dx}=qx.$$

EI — модуль деформации и суммарный момент инерции диафрагм, воспринимающих ветровую нагрузку соответствующего направления.

Производя замену переменных, получим

$$\frac{d^2v}{d\varepsilon^2}+a^2\varepsilon v=b\varepsilon,$$

где $\varepsilon=\frac{x}{H}$; $v=\frac{dy}{d\varepsilon}$; $a^2=\frac{pH^3}{EI}$; $b=\frac{qH^4}{EI}$.

Общий интеграл уравнений выраженный через бесселевы функции:

$$v=c_1\varepsilon^{\frac{1}{2}}I_{-\frac{1}{3}}\left(\frac{2}{3}a\varepsilon^{\frac{2}{3}}\right)+c_2\varepsilon^{\frac{1}{2}}I_{\frac{1}{3}}\left(\frac{2}{3}a\varepsilon^{\frac{3}{2}}\right)+\frac{b}{a^2}.$$

Граничные условия:

1) при $\varepsilon=0$ $\frac{dv}{d\varepsilon}=0$;

2) при $\varepsilon=1$ $v=0$.

Соответствующее частное решение

$$v=\frac{b}{a^2}\left[1-\frac{\varepsilon^{\frac{1}{2}}I_{-\frac{1}{3}}\left(\frac{2}{3}a\varepsilon^{\frac{3}{2}}\right)}{I_{-\frac{1}{3}}\left(\frac{2}{3}a\right)}\right].$$

Формула для определения прогибов выводится из уравнения

$$\frac{dy}{dx}=\frac{v}{H}.$$

Граничное условие $y=0$ при $\varepsilon=1$.

Формула для определения изгибающих моментов из уравнения,

$$M=EI\frac{d^2y}{dx^2}=\frac{EI}{H^2}\cdot\frac{dv}{d\varepsilon}.$$

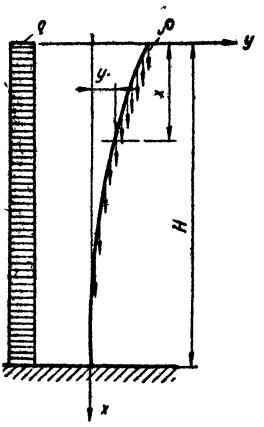


Рис. VI 76. Схема диафрагмы при расчете на устойчивость.

После преобразований получим

$$y=\frac{qH^4}{EI}\cdot\frac{\sum\limits_{l=0}^{\infty}(-1)^l\frac{(0,5\varphi)^{2l}[\varepsilon(3l-\varepsilon^{3l}+1)-3l]}{l!(3l+1)\Gamma\left(l+\frac{2}{3}\right)}}{9(0,5\varphi)^{\frac{7}{3}}I'_{-\frac{1}{3}}(\varphi)};$$

$$M=\frac{2qH^2}{3}\cdot\frac{\varepsilon I_{\frac{2}{3}}(\varphi\varepsilon^{\frac{3}{2}})}{\varphi I_{-\frac{1}{3}}(\varphi)},$$

где $I_{\frac{2}{3}}(\varphi\varepsilon^{\frac{3}{2}})$; $I_{-\frac{1}{3}}(\varphi)$ — Бесселевы функции первого рода;

$\Gamma\left(l+\frac{2}{3}\right)$ — гамма функции;

$\varphi=\frac{2}{3}\sqrt{\frac{pH^3}{EI}}$ — безразмерный параметр.

Максимальный прогиб диафрагмы (при $x=0$)

$$y=\frac{qH^4}{8EI}\zeta. \qquad \text{(VI.114)}$$

В формулах (VI.113) и (VI.114) θ и ζ безразмерные коэффициенты, определяемые по табл. VI.34 и VI.35 в зависимости от параметра γ:

$$\gamma=0{,}1275\frac{pH^3}{EI}. \qquad \text{(VI.115)}$$

E; I — модуль деформации и суммарный момент инерции диафрагм, воспринимающих ветровую нагрузку соответствующего направления.

Таблица VI.34

γ	θ	γ	θ	γ	θ
0,00	1,1000	0,30	1,3339	0,60	2,1610
0,05	1,0412	0,35	1,4191	0,65	2,4359
0,10	1,0869	0,40	1,5184	0,70	2,8025
0,15	1,1379	0,45	1,6354	0,75	3,3147
0,20	1,1952	0,50	1,7758	0,80	4,0837
0,25	1,2600	0,55	1,9471	0,85	5,3651
				0,90	7,9324

Таблица VI.35

γ	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80
ζ	1,0000	1,2521	1,6726	2,5140	504,3

Из формул (VI.113) и (VI.114) следует, что отличие расчета диафрагмы на устойчивость 2-го рода от расчета на прочность заключается в том, что горизонтальная нагрузка q умножается на повышающие коэффициенты θ при определении усилий и ζ при определении прогибов. В практически наиболее важных случаях, когда $\gamma\leqslant 0{,}20$, ζ близко к θ. Поэтому при определении усилий и прогибов можно пользоваться одним коэффициентом θ.

Из табл. VI.34 видно, что даже относительно небольшие вертикальные нагрузки p, приложенные к диафрагмам и колоннам каркаса, заметно сказываются на величине изгибающего момента в диафрагмах от ветровой нагрузки. Поэтому при расчете диафрагм всегда необходимо учитывать повышенный коэффициент θ.

При $\varepsilon=1$ (в основании диафрагмы)

$$y=\frac{qH^4}{8EI}\zeta;\quad M=\frac{qH^2}{2}\theta,$$

где

$$\theta=\frac{4I_{\frac{2}{3}}(\varphi)}{3\varphi I_{-\frac{1}{3}}(\varphi)};\quad \zeta=\frac{\frac{8}{3}\sum\limits_{i=0}^{\infty}(1)^i\frac{(0{,}5)^{2i}}{i!\,(3i+4)\,\Gamma\left(i+\frac{5}{3}\right)}}{(0{,}5\varphi)^{\frac{1}{3}}I_{-\frac{1}{3}}(\varphi)}.$$

При проектировании зданий со связевым каркасом для получения наиболее экономичного решения сечение диафрагм следует назначать таким образом, чтобы коэффициент θ незначительно отличался от единицы.

Формула (VI.115) и табл. VI.34, с помощью которых величина θ легко может быть вычислена, позволяют уточнить принятое сечение диафрагм жесткости.

Параметр γ может служить при этом надежным критерием.

Если $\gamma > 0{,}20$, что соответствует $\theta \geqslant 1{,}20$, сечение диафрагм целесообразно увеличить.

Если $\gamma < 0{,}05$, что соответствует $\theta \leqslant 1{,}04$, сечение диафрагм в случае необходимости может быть уменьшено.

Следует отметить, что, зная γ, можно по формуле

$$T = 1{,}598\sqrt{\gamma H} \qquad \text{(VI. 116)}$$

вычислить период собственных колебаний T (в секундах), необходимый для определения динамического воздействия ветровой нагрузки (СНиП II-А. 11—62, § 6, 5).

Порядок расчета проследим на примере.

Пример 28. Проверить устойчивость 16-этажного здания (рис. VI.77) в продольном направлении.

Высота здания $H = 3{,}3 \cdot 16 = 52{,}8$ *м*. Суммарный момент инерции продольных диафрагм $I = 9{,}8$ *м*^{4}. Модуль деформации (бетон М-300) $E = 3{,}15 \cdot 10^6$ *т/м*^{2}. Суммарная нагрузка на 1 *м* по высоте здания $p = 400$ *т/м*. Определяем

$$\gamma = 0{,}1275\,\frac{400 \cdot 33{,}8^3}{3{,}15 \cdot 9{,}8 \cdot 10^6} = 0{,}244.$$

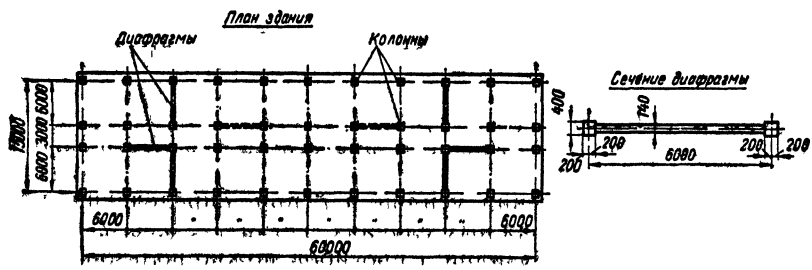


Рис. VI.77. К примеру 28.

Находим по табл. VI.34 коэффициент θ. Так как коэффициент $\theta = 1{,}2533$ значительно больше единицы, целесообразно увеличить момент инерции диафрагм.

При постановке двух дополнительных продольных диафрагм (на рис. VI.77 эти диафрагмы показаны пунктиром) $\gamma = 0{,}122$; $\theta = 1{,}1093$ Период собственных колебаний уменьшается с 5,6 до 3,9 *сек*.

ГЛАВА VII

ПЕРЕКРЫТИЯ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Перекрытие служит несущей конструкцией и одновременно является диафрагмой, придающей зданию необходимую жесткость и устойчивость в поперечном направлении. Для лучшей связи со стенами перекрытия анкерятся в кладку стен.

Перекрытия и покрытия должны удовлетворять требования прочности и жесткости, капитальности (огнестойкости и долговечности), эксплуатационные и архитектурные требования.

Прочность и жесткость проверяются расчетом несущей способности и деформативности элементов перекрытий при изгибе.

Огнестойкость характеризуется степенью возгораемости строительных материалов и конструкций перекрытия. Чем выше капитальность здания, тем бо́льшие требования в отношении возгораемости строительных материалов и конструкций предъявляются к перекрытиям. По огнестойкости перекрытия и покрытия подразделяются на пять степеней:

Кирпичные своды, гипсовые, железобетонные и керамические сборные и монолитные конструкции с железобетонными балками, а также с металлическими балками, защищенными от огня, с пределом огнестойкости не менее 1,5 *ч*	I
То же, с пределом огнестойкости не менее 1 *ч*	II
Деревянные перекрытия, защищенные штукатуркой с пределом огнестойкости не менее 0,75 *ч*, а также перекрытия с деревянными настилами по металлическим балкам, защищенные от огня штукатуркой с пределом огнестойкости не менее 0,75 *ч*	III
Деревянные перекрытия, защищенные от огня штукатуркой с пределом огнестойкости не менее 0,25 *ч*	IV
Деревянные перекрытия, не защищенные несгораемыми материалами	V

Долговечность определяется сроком службы перекрытия без потери требуемых эксплуатационных качеств. Установлено три степени долговечности перекрытия:

I — с повышенным сроком службы (более 100 лет);

II — со средним сроком службы (50—100 лет);

III — с пониженным сроком службы (20—50 лет).

Необходимая степень долговечности перекрытия должна обеспечиваться применением материалов, имеющих надлежащую стойкость (влагостойкость, биостойкость и стойкость против коррозии) при воздействии на них окружающей среды.

Теплотехнические требования проверяются термическим сопротивлением отдельных элементов перекрытия. Проверке подлежат перекрытия, разделяющие помещения с различными температурами. К ним в гражданских зданиях обычно относятся чердачные перекрытия, перекрытия над неотапливаемыми подвалами, торговыми помещениями и проездами. Величина суммарного термического сопротивления R перекрытия зависит от расчетной температуры наружного воздуха и

месторасположения перекрытия и должна быть не меньше величин, приведенных в табл. VII.1.

В качестве утеплителя для чердачных перекрытий применяются минераловатные плиты, шлаковата, керамзитовый гравий и т. п. Теплоизоляцией может служить также гранулированный доменный или котельный шлак, освобожденный от сернистых примесей предварительной промывкой и вылеживанием на открытом воздухе.

Таблица VII.1

Минимальные величины термического сопротивления R в $м^2 \cdot град \cdot ч/ккал$

Расчетные отрицательные температуры наружного воздуха в *град* С	Тип перекрытия		
	чердачное	над неотапливаемыми подвалами; плоские крыши	над проездами
5	0,75	0,85	1,10
10	1,00	1,05	1,40
20	1,20	1,35	1,80
30	1,40	1,65	2,20
40	1,65	2,00	2,60
50	2,00	2,20	3,00

Звукоизоляция перекрытий должна ограждать помещение жилых зданий от проникания таких шумов, уровень громкости которых мешает нормальной работе и отдыху находящихся в них людей. Различают шум воздушный и ударный.

Воздушный шум возникает в воздушной среде от различных источников (уличный транспорт, разговор, пение, радио и т. п.) и распространяется образованием воздушных волн, действующих на ограждающие конструкции (перекрытия, стены).

Ударный шум возникает при ударах по ограждающим конструкциям (ходьба людей, передвигание мебели и т. п.). Кроме того, различают шум, возникающий в результате вибрации, вызываемой в конструкциях работой оборудования.

Ограждающие конструкции * не изолируют полностью помещения от проникания воздушных шумов, а лишь уменьшают расчетный уровень громкости шумов до уровня громкости, допускаемого нормами для жилых помещений (34—36 фонов). Звукоизолирующая способность ограждающей конструкции определяется расчетом. Она в большой степени зависит от объемного веса и толщины конструкции. Огнестойкие перекрытия весом 300 $кг/м^2$ и более, как правило, удовлетворяют требования звукоизоляции от воздушного шума.

В целях повышения звукоизолирующей способности несгораемых перекрытий в основном от ударного шума рекомендуется применять следующие типы конструкций полов: беспустотная — по сплошному упругому основанию (рис. VII.1, *а*), по засыпке (рис. VII.1, *б*); пустотная — по лагам на упругих прокладках (рис. VII.1, *в*). Указанные конструкции пола обеспечивают уровень громкости шумов в помещении, не превышающий допускаемые СН 535—65.

В качестве изолирующих прокладок, которые не уплотняются со временем, рекомендуются: асбестоцементные плиты ($\gamma = 300 \div 350$ $кг/м^3$) толщиной 3 *см*; минеральная пробка ($\gamma = 300 \div 350$ $кг/м^3$) толщиной 3 *см*; пористые древесноволокнистые плиты ($\gamma = 200 \div 250$ $кг/м^3$) толщиной 2,5 *см*; засыпка из гранулированного шлака ($\gamma = 800 \div 900$ $кг/м^3$) толщиной 6—8 *см*.

* СНиП II-В. 6—62.

Воздушный шум легко проникает через неплотности и щели в местах примыкания элементов конструкций. Поэтому щели должны быть законопачены упругим материалом (рис. VII.1, *г*).

По роду материалов различают перекрытия: железобетонные с гибкой арматурой, железобетонные с жесткой арматурой, по металлическим балкам, по деревянным балкам.

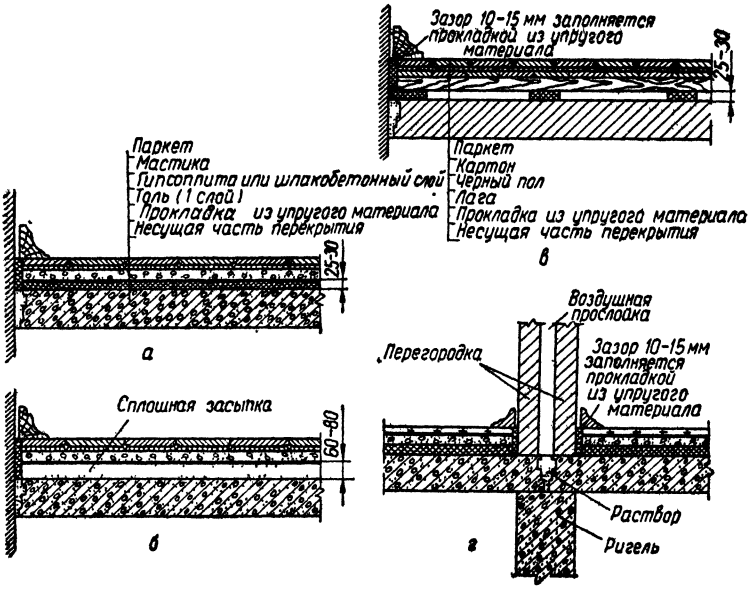


Рис VII 1 Конструкции полов:
а — беспустотная по сплошному упругому основанию; *б* — по засыпке; *в* — пустотная по лагам на упругих прокладках, *г* — примыкание пола к перегородке

В гражданском строительстве, как правило, применяются железобетонные перекрытия балочного типа. К ним в основном относятся: панельные, кессонные и ребристые перекрытия.

Выбор типа железобетонного перекрытия зависит от назначения помещения и его размеров в плане, архитектурного оформления потолка, технико-экономических показателей и др. Перекрытия выполняются из сборного железобетона. Монолитные железобетонные перекрытия применяют в тех случаях, когда помещение в плане имеет сложную форму, не позволяющую унифицировать элементы перекрытия, и когда отсутствуют условия для заводского изготовления элементов перекрытия.

МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РЕБРИСТЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

КОНСТРУКЦИЯ ПЕРЕКРЫТИЯ

Ребристые перекрытия (рис. VII.2) состоят из плиты и системы балок — второстепенных и главных, образующих в плане прямоугольники с отношением сторон плиты $l_д : l_к > 2$. Расположение балок в плане может быть различное Оно зависит от конфигурации и размеров помещения в плане, размещения опор и технологических требований.

На рис. VII.2, *а* показано расположение второстепенных балок поперек здания, а главных — вдоль здания. На рис. VII.2, *в* при той же конфигурации помещения главные балки размещены поперек здания, а второстепенные — вдоль. В первом варианте расположения ребер в

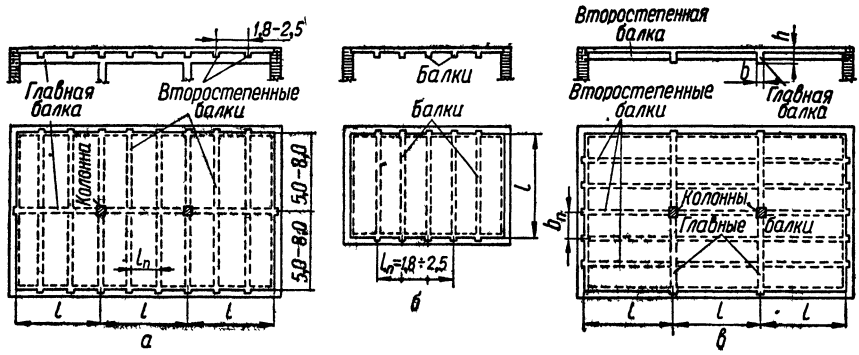


Рис. VII.2. Ребристые перекрытия:

а — с поперечным расположением второстепенных балок; *б* — без главных балок; *в* — с продольным расположением второстепенных балок.

плане лучше освещен потолок; во втором варианте увеличивается пространственная жесткость всего здания. Выбор варианта зависит от требований, предъявляемых к помещению и к зданию в целом, и решается в каждом случае отдельно.

Пролеты элементов ребристых перекрытий рекомендуются (в *м*):

Для плит	2,0—3,0
Для второстепенных балок . . .	5,0—8,0
Для главных балок	6,0—7,0

Плиты ребристых перекрытий передают нагрузку в коротком направлении на второстепенные балки. Вследствие этого плиты рассмат-

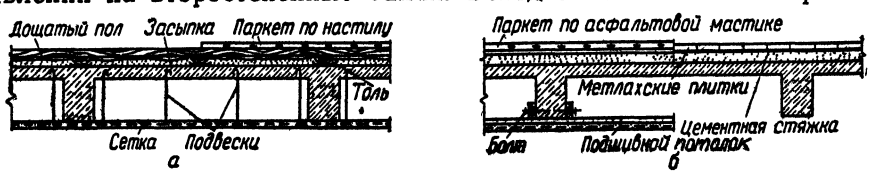


Рис. VII.3. Междуэтажные перекрытия:

а — штукатурка по металлической сетке; *б* — штукатурка по деревянной подшивке.

риваются как многопролетные, неразрезные, опорами для которых являются второстепенные балки.

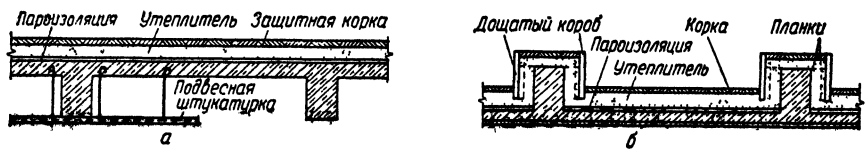


Рис. VII.4. Чердачные перекрытия:

а — с ребрами вниз; *б* — с ребрами вверх

Для создания гладкого потолка к плите по металлической сетке или по дощатой подшивке, прикрепленной к ребрам, подвешивается штукатурка (рис. VII.3). На рис. VII.4 показаны детали чердачных ребристых перекрытий.

РАСЧЕТ РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Расчет элементов ребристых перекрытий (плит, второстепенных и главных балок) производится по формулам, приведенным в гл. I.

Предварительно для определения собственного веса плит и балок ребристых перекрытий толщина плиты h может быть принята по табл. VII.2, *а* размеры поперечного сечения балки $b \times h$ — по табл. VII.3 в зависимости от величины l и q.

Таблица VII 2

Толщина плит h в см

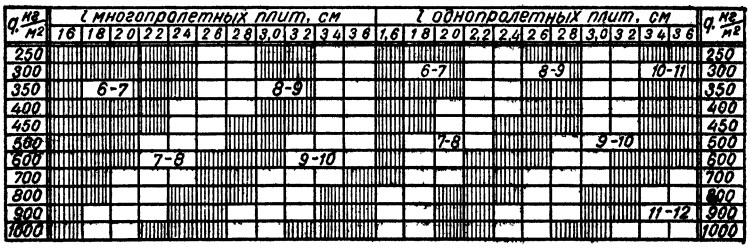


Таблица VII.3

Размеры $b \times h$ поперечного сечения балок в *см*

Нагрузка q в *кг/м*	Пролет балки l в *м*								
	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
1000	10×25	10×30	15×30	15×35	20×35	20×40	20×40	20×45	20×45
1200	10×30	10×30	15×30	15×35	20×35	20×40	20×45	20×45	20×45
1400	10×30	15×30	15×35	15×35	20×40	20×40	20×45	20×45	25×50
1600	15×30	15×30	15×35	15×40	20×40	20×45	20×45	25×50	25×50
1800	15×30	15×35	20×35	20×40	20×40	20×45	20×45	25×50	25×50
2000	15×30	15×35	20×35	20×40	20×45	20×45	25×45	25×50	25×55
2400	15×35	20×35	20×40	20×40	20×45	25×45	25×50	25×50	25×55
2800	15×35	20×35	20×40	20×45	25×45	25×50	25×50	25×50	25×55
3200	20×35	20×40	20×40	20×45	25×50	25×50	25×50	25×55	25×60
3600	20×35	20×40	20×40	20×45	25×50	25×50	25×55	25×55	25×60

Пример 1 (вариант I). Рассчитать и законструировать железобетонное ребристое перекрытие. Размеры помещения в плане 19,0×27,1 *м*. Размещение опор (колонн), второстепенных и главных балок в плане показано на рис. VII 5 *. Расчет плиты и второстепенных балок произведен с учетом пластических деформаций при изгибе; расчет главных балок произведен без учета пластических деформаций. Бетон марки 150; арматура из стали класса А-I ($R_a = 2100$ *кг/см²*).

Постоянная нагрузка в *кг* на 1 *м²* перекрытия составляет (рис. VII 6):

Пол паркетный . . .	0,02·700 = 14
Асфальт	0,03·1600 = 48
Слой шлакобетона . .	0,05·1700 = 85
Железобетонная плита .	0,08·2500 = 200
Затирка (штукатурка) .	10
Итого	$g^н = 357$ *кг/м²*

Временная нормативная нагрузка $p^н = 450$ *кг/м²*.

Расчетная нагрузка $q = g^н n + p^н n = 357 \cdot 1{,}1 + 450 \cdot 1{,}4 = 1022$ *кг/м²*.

* Крайние пролеты плиты и балок рекомендуется уменьшать на 10—15% по отношению к средним пролетам, если это согласуется с архитектурными и технологическими требованиями. В этом случае моменты в крайних пролетах и на второй от конца опоре по величине приближаются к моментам в средних пролетах, вследствие чего упрощается армирование этих элементов.

Плита. Плита многопролетная; усилия в расчетных сечениях определены по формулам (I.4—I.7):

момент в крайнем пролете

$$M_1 = \frac{ql^2}{11} = \frac{1022 \cdot 1{,}95^2}{11} = 353 \text{ кгм};$$

момент на второй от конца опоре — у грани балки

$$M_2 = \frac{ql^2}{14} = -\frac{1022 \cdot 2{,}05^2}{14} = -306 \text{ кгм};$$

момент во всех средних пролетах

$$M_3 = \frac{ql^2}{16} = \frac{1022 \cdot 2{,}05^2}{16} = 268 \text{ кгм};$$

момент на всех средних опорах — у грани балок

$$M_3 = -\frac{ql^2}{16} = -\frac{1022 \cdot 2{,}05^2}{16} = -268 \text{ кгм}.$$

Полная толщина плиты предварительно принята $h=8$ *см* (табл. VII.2); полезная толщина плиты $h_0=h-1{,}5=6{,}5$ *см* Сечения арматуры по формуле (I.42):

$$F_{a1} = \frac{M_1}{R_a 0{,}9 h_0} = \frac{35\,300}{2100 \cdot 0{,}9 \cdot 6{,}5} = 2{,}92 \text{ см}^2, \text{ или } 4 \varnothing 6 + 4 \varnothing 8;$$

$$F_{a2} = \frac{M_2}{R_a 0{,}9 h_0} = \frac{30\,600}{2100 \cdot 0{,}9 \cdot 6{,}5} = 2{,}50 \text{ см}^2, \text{ или } 4 \varnothing 6 + 4 \varnothing 8;$$

$$F_{a3} = \frac{M_3}{R_a 0{,}9 h_0} = \frac{26\,800}{2100 \cdot 0{,}9 \cdot 6{,}5} = 2{,}19 \text{ см}^2 \text{ или } 8 \varnothing 6.$$

Армирование плиты показано на рис. VII.5, *б*

Второстепенная балка. Расчетная нагрузка на 1 *м* второстепенной балки составляет (в *кг*):

Нагрузка от плиты . . .	$ql = 1022 \cdot 2{,}3 = 2350$
Вес ребра	$1{,}1 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}42 \cdot 2500 = 252$
Итого	$q = 2602$

Предварительно для определения расчетных пролетов второстепенных балок в свету ширина главной балки принята равной 35 *см*, Расчетная схема балки показана на рис. VII.7. Величины расчетных моментов определены по формулам I.15, I.17, I.19:

момент в пролете

$$M_1 = \frac{ql^2}{11} = \frac{2602 \cdot 6{,}05^2}{11} = 8680 \text{ кгм};$$

момент на второй от конца опоре — у грани главной балки

$$M_2 = \frac{ql^2}{11} = \frac{2602 \cdot 6{,}55^2}{11} = -101\,000 \text{ кгм};$$

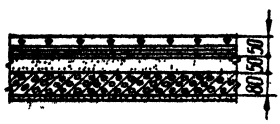


Рис. VII.6. Деталь перекрытия.

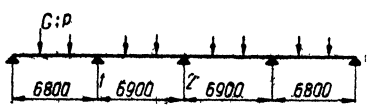


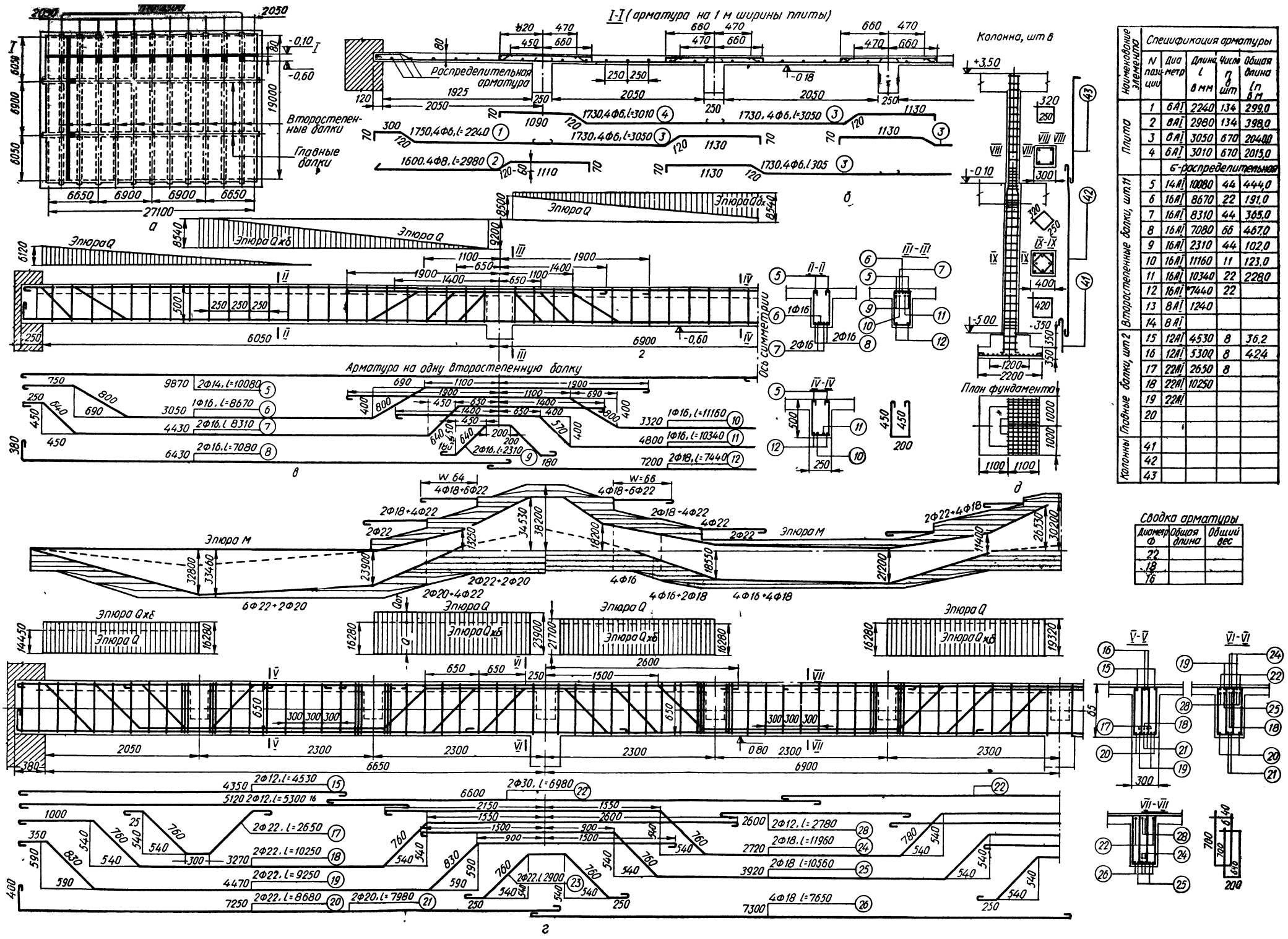
Рис. VII.7. Расчетная схема второстепенной балки.

Рис. VII.8. Расчетная схема главной балки.

момент в среднем пролете

$$M_3 = \frac{ql^2}{16} = \frac{2602 \cdot 6{,}55^2}{16} = 6980 \text{ кгм}.$$

Сечение балки принято $b \times h = 25 \times 50$ *см* (табл. VII.3); полезная высота балки $h_0=46$ *см*. При подборе площади арматуры в пролете сечение рассмотрено как тавровое, на опоре — как прямоугольное.

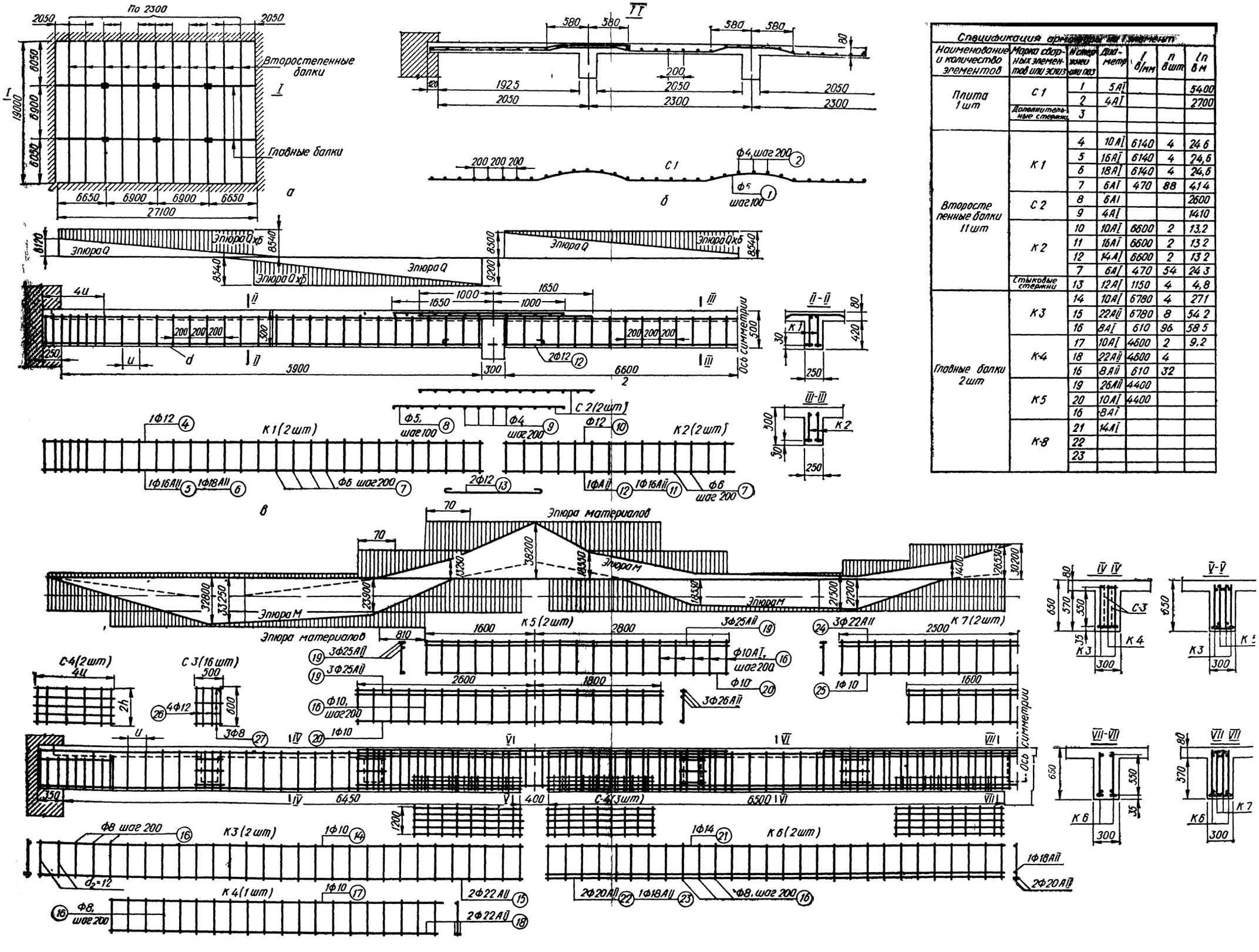


Наименование элемента	Спецификация арматуры				
	N позиции	Диаметр	Длина l в мм	Число n шт	Общая длина l n в м
Плита	1	6AI	2240	134	299,0
	2	8AI	2980	134	398,0
	3	6AI	3050	670	2040,0
	4	6AI	3010	670	2015,0
		6-распределительная			
Второстепенные балки, шт.11	5	14AII	10080	44	444,0
	6	16AII	8670	22	191,0
	7	16AII	8310	44	365,0
	8	16AII	7080	66	467,0
	9	16AII	2310	44	102,0
	10	16AII	11160	11	123,0
	11	16AII	10340	22	228,0
	12	16AII	7440	22	
	13	8AI	1240		
	14	8AI			
Главные балки, шт.2	15	12AII	4530	8	36,2
	16	12AII	5300	8	42,4
	17	22AII	2650	8	
	18	22AII	10250		
	19	22AII			
	20				
Колонны	41				
	42				
	43				

Диаметр Ф	Общая длина	Общий вес
22		
18		
16		

Рис. VII 5. К примеру 1

а — расположение балок в плане, *б* — армирование плиты, *в* — армирование второстепенной балки, *г* — армирование главной балки, *д* — армирование колонны.



Спецификация арматурных изделий						
Наименование и количество элементов	Марка сборных элементов или эскиз	Номер схемы или поз.	Диаметр	l в мм	n в шт	ln в м
Плита 1 шт	С1	1	5АI			54,00
		2	4АI			27,00
	Дополнительные стержни	3				
Второстепенные балки 11 шт	К1	4	10АI	6140	4	24,6
		5	16АI	6140	4	24,6
		6	18АI	6140	4	24,6
		7	6АI	470	88	41,4
	С2	8	6АI			26,00
		9	4АI			14,10
	К2	10	10АI	6600	2	13,2
		11	16АI	6600	2	13,2
		12	14АI	6600	2	13,2
		7	6АI	470	54	24,3
	Стыковые стержни	13	12АI	1150	4	4,8
Главные балки 2 шт	К3	14	10АI	6780	4	27,1
		15	22АII	6780	8	54,2
		16	8АI	610	96	58,5
	К4	17	10АI	4600	2	9,2
		18	22АII	4600	4	
		16	8АII	610	32	
	К5	19	26АII	4400		
		20	10АI	4400		
		16	8АI			
	К8	21	14АI			
		22				
		23				

Площадь арматуры в первом и во втором пролетах при принятой полезной высоте таврового сечения $h_0=46$ *см* и толщине плиты $h_п=8$ *см* определяем по формуле I.59:

$$F_{a1}=\frac{M_1}{R_a(h_0-0,5h_п)}=\frac{868\,000}{2100(46-4)}=9,8\ см^2,\ \text{или}\ 5\varnothing 16;$$

$$F_{a3}=\frac{698\,000}{2100(46-4)}=7,9\ см^2,\ \text{или}\ 4\varnothing 16.$$

Для определения площади арматуры на опоре при размерах прямоугольного поперечного сечения $b\times h_0=25\times 44$ *см* находим коэффициент A_0 по формуле (I 40)

$$A_0=\frac{M_2}{bh_0^2R_н}=\frac{1\,010\,000}{25\cdot 44^2\cdot 80}=0,208.$$

Затем по табл. I.16 по строке $A_0=0,208$ (интерполируя) находим коэффициент $\gamma_0=0,882$ и по формуле (I 41) площадь поперечного сечения продольной растянутой арматуры

$$F_a=\frac{M_2}{\gamma_0h_0R_a}=\frac{1\,010\,000}{0,882\cdot 44\cdot 2100}=12,4\ см^2.$$

Рассчитываем поперечную арматуру.

Поперечные силы находим по формулам (I 12—(I 14):

в сечении у первой опоры

$$Q=0,4ql=0,4\cdot 2602\cdot 5,88=6120\ кг;$$

в сечении у второй опоры слева

$$Q=0,6\cdot 2602\cdot 5,88=9200\ кг;$$

в сечении у второй опоры справа

$$Q=0,5\cdot 2602\cdot 6,55=8500\ кг.$$

По максимальному значению поперечной силы $Q=9200$ *кг*, пользуясь формулой (I.62), проверяем, нужно ли рассчитывать элемент на поперечную силу

$$bh_0R_p=25\cdot 45\cdot 5,2=5850\ кг<Q=9200\ кг.$$

Расчет на поперечную силу необходим.

Максимальное расстояние между хомутами находим по формуле (I.66)

$$u=\frac{0,1R_нbh_0^2}{Q}=\frac{0,1\cdot 80\cdot 25\cdot 44^2}{9200}=42\ см.$$

Принимаем по всей длине балки двухветвенные хомуты $d_2=6$ *мм* из стали класса А-I с шагом $u=25$ *см*. По табл. I.19 находим величину $q_x=19,3\cdot 2=38,6$ *кг*.

Поперечная сила $Q_{x\,б}$, воспринимаемая хомутами и бетоном, по формуле (I.69)

$$Q_{x\,б}=\sqrt{0,6bh_0^2R_нq_x}-q_xu=\sqrt{0,6\cdot 25\cdot 45^2\cdot 80\cdot 38,6}-38,6\cdot 25=8540\ кг<Q=$$
$$=9200\ кг.$$

Отгибы по расчету нужны. Площадь поперечного сечения отгибов, установленных под углом 45° к оси балки, определяем по формуле (I 73)

$$F_0=\frac{Q-Q_{x\,б}}{0,71R_a}=\frac{9200-8540}{0,71\cdot 1700}\approx 0,6\ см^2.$$

Главная балка Расчетная схема балки показана на рис. VII 8. Балка нагружена сосредоточенными симметричными силами (реакциями второстепенных балок); для упрощения расчета собственный вес главной балки включен в эти сосредоточенные силы

Каждая сосредоточенная сила состоит из расчетной постоянной нагрузки G и временной (полезной) P.

Постоянная нагрузка (нормативная) складывается из следующих нагрузок:

вес плиты и пола (полоса шириной 2,3 *м* — расстояние между второстепенными балками)

$$357\cdot 2,3\,\frac{6,05+6,90}{2}=5320\ кг;$$

вес второстепенной балки

$$0,25\cdot 0,42\cdot 6,48\cdot 2500=1700\ кг;$$

вес главной балки (отрезка 2,30 *м*), сечение которой предварительно принято 35×70 *см*,

$$0{,}35 \cdot 0{,}62 \cdot 2{,}3 \cdot 2500 = 1200 \text{ кг}.$$

Итого $G^н = 8150$ *кг*.

Расчетная постоянная нагрузка

$$G = G^н n = 8150 \cdot 1{,}1 = 8950 \text{ кг}.$$

Временная нагрузка (нормативная)

$$P^н = 450 \cdot 2{,}3 \frac{6{,}05 + 6{,}90}{2} = 6700 \text{ кг}.$$

Расчетная временная нагрузка

$$P = P^н n = 6700 \cdot 1{,}4 = 9400 \text{ кг}.$$

Величины расчетных изгибающих моментов в сечениях, необходимых для построения эпюры моментов, определены по формулам (I.21) и (I.22) и по табл. I.14 и сведены в таблицу.

Определение моментов M в главной балке в *кгм* (к примеру 1)

x/l	$M_{макс}$	$M_{мин}$
0,33	$(0{,}2381 \cdot 8950 + 0{,}2857 \times \times 9400)\, 6{,}80 = 32800$	$(0{,}2381 \cdot 8950 - 0{,}0476 \times \times 9400)\, 6{,}80 = 11400$
0,66	$(0{,}1429 \cdot 8950 + 0{,}2381 \times \times 9400)\, 6{,}80 = 23900$	$(0{,}1429 \cdot 8950 - 0{,}0958 \times \times 9400)\, 6{,}80 = 2600$
0,848	$(-0{,}0907 \cdot 8950 + 0{,}0303 \times \times 9400)\, 6{,}80 = -4270$	$(-0{,}0907 \cdot 8950 - 0{,}1211 \times \times 9400)\, 6{,}80 = -13250$
1,0	$(-0{,}2857 \cdot 8950 + 0{,}0357 \times \times 9400)\, 6{,}85 = -15200$	$(-0{,}2857 \cdot 8950 - 0{,}3214 \times \times 9400)\, 6{,}85 = -38200$
1,133	$(-0{,}1400 \cdot 8950 + 0{,}0127 \times \times 9400)\, 6{,}90 = -7800$	$(-0{,}1400 \cdot 8950 - 0{,}1528 \times \times 9400)\, 6{,}90 = -18500$
1,33	$(+0{,}0794 \cdot 8950 + 0{,}2063 \times \times 9400)\, 6{,}90 = 18550$	$(+0{,}0794 \cdot 8950 - 0{,}1270 \times \times 9400)\, 6{,}90 = -3340$
1,660	$(+0{,}1111 \cdot 8950 + 0{,}2222 \times \times 9400)\, 6{,}90 = 21200$	$(+0{,}1111 \cdot 8950 - 0{,}1111 \times \times 9400)\, 6{,}90 = -620$
1,858	$(-0{,}623 \cdot 8950 \times 0{,}0547 \times \times 9400)\, 6{,}90 = -300$	$(-0{,}0623 \cdot 8950 - 0{,}1170 \times \times 9400)\, 6{,}90 = -11400$
2,0	$(-0{,}1905 \cdot 8950 + 0{,}0952 \times 9400)\, 6{,}90 = -5580$	$(-0{,}1905 \cdot 8950 - 0{,}2857 \times \times 9400)\, 6{,}90 = -30200$

Определяем величины поперечных сил для построения эпюры Q:

у крайней опоры

$$Q = 0{,}7143 \cdot 8950 + 0{,}8571 \cdot 9400 = 14\,450 \text{ кг};$$

у второй опоры слева

$$Q = -1{,}2857 \cdot 8950 - 1{,}3214 \cdot 9400 = -23\,900 \text{ кг};$$

у второй опоры справа

$$Q = 1{,}0953 \cdot 8950 + 12\,738 \cdot 9400 = 21\,700 \text{ кг};$$

у третьей опоры слева

$$Q = -0{,}9047 \cdot 8950 - 1{,}1905 \cdot 9400 = -19\,320 \text{ кг}.$$

Эпюра моментов и поперечных сил показана на рис. VII.5, *г*.

Подбираем сечение балки Полезную высоту балки h_0 определяем по моменту у грани второй опоры при сечении стойки 40×40 *см*.

$$M_{гр} = M_1 - (G + P)\frac{b}{2} = 38\,200 - (8950 + 9400)\frac{0{,}40}{2} = -34\,530 \text{ кгм}.$$

Полезную высоту сечения предварительно определяем по формуле (I 43) По табл I 16 задаемся величиной $\alpha_0 = 0{,}45$ и соответствующим ей коэффициентом $r_0 = 1{,}69$. Подставляя значение r_0 в формулу (I 43), находим высоту h_0

$$h_0 = r_0\sqrt{\frac{M}{bR_и}} = 1{,}69\sqrt{\frac{34\,530}{0{,}30 \cdot 80}} = 64 \text{ см}.$$

Принимаем размеры поперечного сечения балки $b \times h = 30 \times 65$ *см*, учитывая, что момент $M_1 = -34530$ *кгм*, по которому найдено $h_0 = 64$ *см*, является максимальным и что моменты в остальных расчетных сечениях значительно меньше

При подборе арматуры сечение балки рассмотрено как тавровое в пролетах и прямоугольное на опорах

Сечение арматуры в первом пролете по формуле (I 55) при $M_{0,33} = 32\,800$ *кгм*

$$F_а = \frac{M}{R_а\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)} = \frac{3\,280\,000}{2100\left(60 - \frac{8}{2}\right)} = 27{,}9 \text{ см}^2, \text{ или } 6 \varnothing 22 \text{ мм} + 2 \varnothing 20 \text{ мм}.$$

Сечение арматуры во втором пролете при $M_{1,66} = 21\,200$ *кгм*

$$F_а = \frac{M}{R_а\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)} = \frac{2\,120\,000}{2100\,(60 - 4)} = 18{,}1 \text{ см}^2, \text{ или } 4 \varnothing 18 \text{ мм} + 4 \varnothing 16 \text{ мм}.$$

Площадь арматуры на опорах определяем по моментам в сечениях у грани колонн по формулам (I.40) и (I.42) с помощью табл. I.16.

Момент у грани второй опоры $M_1 = 34530$ *кгм*. Сечение прямоугольное. Определяем величину коэффициента A_0 при $h_0 = 60$ *см* по формуле (I.40)

$$A_0 = \frac{M_{гр}}{bh_0^2 R_и} = \frac{3\,453\,000}{30 \cdot 60^2 \cdot 80} = 0{,}398 < 0{,}400.$$

По табл. I.16 коэффициенту $A_0 = 0{,}398$ соответствует коэффициент $\gamma_0 = 0{,}727$.

Площадь продольной растянутой арматуры по формуле (I.42)

$$F_а = \frac{M_{гр}}{\gamma_0 h_0 R_а} = \frac{3\,453\,000}{0{,}727 \cdot 60 \cdot 2100} = 37{,}6 \text{ см}^2.$$

Отгибаем на опору 4 ∅ 22 с первого пролета, 4 ∅ 18 со второго пролета и 2 ∅ 30 укладываем в растянутой зоне опоры. Вместе они составляют площадь $F_а = 15{,}2 + 10{,}18 + 14{,}14 = 39{,}52$ *см*².

Момент у грани стойки на третьей опоре

$$M_{гр} = M_2 - (G + P)\frac{h}{2} = 30\,200 - (8950 + 9400)\frac{0{,}40}{2} = 26\,530 \text{ кгм}.$$

Сечение прямоугольное Определяем коэффициент A_0 по формуле (I.40)

$$A_0 = \frac{2\,653\,000}{30 \cdot 60^2 \cdot 90} = 0{,}306;$$

по табл I 16 ему соответствует коэффициент $\gamma_0 = 0{,}812$.

Площадь растянутой арматуры на опоре по формуле (I.42)

$$F_а = \frac{2\,653\,000}{0{,}812 \cdot 60 \cdot 2100} = 25{,}8 \text{ см}^2.$$

Арматура во всех остальных сечениях балки определена с помощью построения эпюры материалов.

Построение эпюры материалов. Прочность балки, работающей на изгиб, будет обеспечена, если момент внешних сил M в любом сечении по длине балки равен или меньше момента, который в состоянии воспринять растянутая арматура, т. е. если соблюдено условие

$$M \leqslant R_а F_а z, \qquad \text{(VII.1)}$$

где M — расчетный момент внешних сил в рассматриваемом сечении;
F_a — площадь арматуры в том же сечении;
R_a — расчетное сопротивление арматуры;
z — плечо пары внутренних сил; при тавровом сечении $z=h_0-\frac{h_п}{2}$, при прямоугольном сечении $z=\gamma_0 h_0$ (величины γ_0 принимаются по табл. I.16).

Обычно прочность балки проверяют только в расчетных сечениях (в сечениях наибольших моментов). Однако балки, несущие большие нагрузки, проверяют на прочность по всей длине. В этих случаях строится эпюра изгибающих моментов внешних сил M и на той же оси и в том же масштабе строят эпюру моментов, которые в состоянии воспринять растянутая арматура в любом сечении по длине балки, т. е. эпюру материалов.

Проследим на примере 1 построение эпюры материалов По формуле VII 1 определяем величину момента, который может воспринять сечение, армированное одним стержнем, причем для упрощения величина z принята равной 55 *см* как для тавровых сечений в пролетах, так и для прямоугольных сечений на опорах

При ∅ 18 *мм*

$$M = R_a F_a z = 2100 \cdot 2{,}54 \cdot 55 = 2{,}92 \text{ тм};$$

при ∅ 22 *мм*

$$M = 2100 \cdot 3{,}8 \cdot 55 = 4{,}38 \text{ тм};$$

при ∅ 16 *мм*

$$M = 2100 \cdot 2{,}01 \cdot 55 = 2{,}32 \text{ тм};$$

при ∅ 20 *мм*

$$M = 2100 \cdot 3{,}14 \cdot 55 = 3{,}63 \text{ тм};$$

при ∅ 30 *мм*

$$M = 2100 \cdot 7{,}07 \cdot 55 = 8{,}16 \text{ тм}.$$

Ординаты найденных моментов отложены в расчетных сечениях от оси эпюры моментов вверх и вниз в соответствии со знаками. В первом пролете полная ордината момента, который в состоянии воспринять арматура, равна

$$M_{0,33} = 4{,}38 \cdot 6 + 3{,}63 \cdot 2 = 33{,}46 > 32{,}80 \text{ тм}.$$

Таким же путем определены ординаты эпюры материалов в остальных расчетных сечениях балки

Проверяем необходимость расчета поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) по формуле (I 62) при условии, что максимальная расчетная поперечная сила $Q=23\,900$ *кг* имеет место у второй опоры слева

$$bh_0R_p = 30 \cdot 58 \cdot 5{,}2 = 9050 \text{ кг} < Q = 23\,900 \text{ кг}.$$

Расчет поперечной арматуры необходим

Максимальное расстояние между хомутами определяем по формуле (I.66)

$$u = \frac{0{,}1bh_0^2R_и}{Q} = \frac{0{,}1 \cdot 30 \cdot 58^2 \cdot 80}{23\,900} = 34 \text{ см}.$$

Принимаем четырехветвенные хомуты диаметром 6 *мм* с расстоянием между осями $u=30$ *см* $\approx {}^1/_2 h$ По формуле (I 70) при арматуре для хомутов из стали класса А-I ($R_{а.х}=1700$ *кг/см*²).

$$q_x = \frac{R_{а.х} f_x n}{u} = \frac{1700 \cdot 0{,}28 \cdot 4}{30} = 64 \text{ кг/см}^2.$$

Поперечную силу, воспринимаемую хомутами и бетоном, находим по формуле (I.69)

$$Q_{х.б} = \sqrt{0{,}6bh_0^2R_и q_x} - q_x u = \sqrt{0{,}6 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 80 \cdot 64} - 64 \cdot 30 = 16\,280 \text{ кг} < Q = 23\,900 \text{ кг}.$$

Так как $Q_{х\,б}<Q$, отгибы по расчету нужны Площадь поперечного сечения отгибов, установленных под углом 45° к оси балки, определяем по формуле (I.73)

$$F_0 = \frac{Q - Q_{х.б}}{0{,}71R_а} = \frac{23\,900 - 16\,280}{0{,}71 \cdot 1700} = 6{,}3 \text{ см}^2.$$

Места отгибов увязаны с эпюрой моментов.

Колонна. Колонны нагружены весом рассмотренного и вышележащих перекрытий. Полная расчетная нагрузка, приходящаяся на одну колонну, включая собственный вес колонны, $N=93000$ *кг*.

Кроме сжатия, колонны, монолитно связанные с главными балками, работают также на изгиб. Величина изгибающего момента может быть принята равной 10—20% от величины опорного (максимального) момента в главной балке

$$M = 0{,}15M_1 = 0{,}15 \cdot 38\,200 = 5720 \text{ кгм}.$$

Момент знакопеременный, так как он в основном возникает от невыгоднейшего размещения временной нагрузки, которая может находиться как с одной, так и с другой стороны колонны.

Сечение колонны принимаем 40×40 *см*. Относительный эксцентриситет

$$e_0 = \frac{M}{Nh_0} = \frac{5{,}72}{93{,}0 \cdot 0{,}365} = 0{,}17;$$

$$\frac{N}{bh_0R_и} = \frac{93\,000}{40 \cdot 36{,}5 \cdot 80} = 0{,}81 > 0{,}55.$$

Имеет место второй случай внецентренного сжатия.

Момент относительно растянутой арматуры определяем по формуле (I.147)

$$Ne = M + N\,(0{,}5h - a) = 5{,}72 + 93\,(0{,}5 \cdot 0{,}40 - 0{,}035) = 21{,}02 \text{ тм}.$$

Площадь арматуры вычисляем по формуле (I.154)

$$F_a = F_a' = \frac{Ne - 0{,}4bh_0^2R_и}{R_a\,(h_0 - a')} = \frac{2\,102\,000 - 0{,}4 \cdot 40 \cdot 36{,}5^2 \cdot 80}{2100\,(36{,}5 - 3{,}5)} = 5{,}8 \text{ см}^2.$$

Армирование колонны приведено на рис. VII.5, *д*.

Пример 2. Рассмотрим вариант армирования ребристого перекрытия, приведенного в примере 1, сварными сетками и каркасами (рис. VII.9).

Для определения площади арматуры в расчетных сечениях элементов перекрытия воспользуемся усилиями, найденными для этих сечений в примере 1.

Плита. Плиту армируем сварными сетками из обыкновенной арматурной проволоки диаметром до 5,5 *мм* ($R_a=3150$ *кг/см*²). Площадь арматуры в расчетных сечениях определяем по формуле (I.42):

$$F_{a.1} = \frac{35\,300}{0{,}9 \cdot 6{,}5 \cdot 3150} = 1{,}92 \text{ см}^2;$$

$$F_{a.2} = \frac{30\,600}{0{,}9 \cdot 6{,}5 \cdot 3150} = 1{,}66 \text{ см}^2;$$

$$E_{a\,3} = \frac{26\,800}{0{,}9 \cdot 6{,}5 \cdot 3100} = 1{,}46 \text{ см}^2.$$

По табл. 18 приложения примем для всех сечений сварную рулонную сетку $\frac{5-10/4}{2300}$ (шириной $B=2300$ *мм*) с рабочими продольными стержнями из обыкновенной арматурной проволоки сечением $F_a=4{,}7$ *см*², что составляет на 1,0 *м* ширины сетки (вдоль ребер) площадь

$$F_a = \frac{4{,}7}{2{,}30} = 2{,}04 \text{ см}^2 \approx 1{,}92 \text{ см}^2.$$

Сетки раскатываем перпендикулярно к второстепенным балкам.

Армирование плиты сварными рулонными сетками приведено на рис. VII 9, *б*.

Второстепенные балки. Второстепенные балки армированы сварными плоскими каркасами в пролетах и сварными рулонными сетками (с поперечными рабочими стержнями) на опорах. Сетка раскатывается вдоль ребер главных балок.

Площадь продольной арматуры каркасов из стали класса А-II ($R_a=2700$ *кг/см*²) в расчетных сечениях первого и второго пролетов определяем по формуле (I.55). Величины моментов (см. стр. 472) в первом пролете $M_1=8680$ *кгм*; во втором пролете $M_3=6980$ *кгм*.

$$F_{a.1} = \frac{868\,000}{2700\,(45 - 4)} = 7{,}84 \text{ см}^2, \text{ или } 4 \varnothing 16 \text{ А-II};$$

$$F_{a.3} = \frac{698\,000}{2700\,(45 - 4)} = 6{,}30 \text{ см}^2, \text{ или } 2 \varnothing 16 \text{ А-II} + 2 \varnothing 14 \text{ А-II}.$$

На опоре второстепенную балку армируем сварной сеткой с поперечными рабочими стержнями, укладываемой по главной балке. Сетка воспринимает растягивающие усилия от опорных моментов. Площадь рабочих стержней сетки определяем по опорному моменту $M_2 = -10100$ *кгм* (см. пример 1).

При сетках из обыкновенной арматурной проволоки диаметром до 5,5 *мм* ($R_a = 3150$ *кг/см²*) величина F_a будет равна

$$F_a = \frac{2100}{3150} 12,4 = 8,26 \text{ см}^2.$$

Найденную площадь арматуры надопорных сеток укладывают по главной балке на длину, равную расстоянию между второстепенными балками 2,3 *м*. Площадь арматуры сеток, приходящаяся на 1,0 *м* главной балки,

$$F_a = \frac{8,26}{2,3} = 3,6 \text{ см}^2.$$

По табл. 18 приложения принимаем две сетки $\frac{4/5 - 10}{2650}$ с площадью рабочих поперечных стержней на 1 *м* главной балки $F_a = 1,96 \cdot 2 = 3,92$ *см²*. Сетки сдвигаются одна относительно другой, как показано на рис. VII.9, *в*.

Порядок расчета поперечной арматуры каркасов изложен в гл. I. Для рассматриваемого случая, как это видно из расчета второстепенной балки, армированной отдельными стержнями, вся поперечная сила может быть воспринята хомутами. Поэтому расчет на поперечную силу не производим, а сечение поперечных стержней каркаса принимаем таким же, как и сечение хомутов в балке, армированной отдельными стержнями; $d_2 = 6$ *мм* и шаг $u = 20$ *см*.

Главная балка. Главная балка армирована сварными каркасами как в пролетах, так и на опорах из стали класса А-II ($R_a = 2700$ *кг/см²*).

Сечение арматуры в пролетах определяем по формуле (I.55):

в первом пролете при $M_{0,33} = 328\,000$ *кгм*

$$F_{a.1} = \frac{328\,000}{2700\,(60 - 4)} = 2,18 \text{ см}^2, \text{ или } 6 \varnothing 22 \text{ А-II};$$

во втором пролете при $M_{1,66} = 21\,600$ *кгм*

$$F_{a.2} = \frac{21\,600}{2700\,(60 - 4)} = 14,4 \text{ см}^2, \text{ или } 6 \varnothing 18 \text{ А-II}.$$

Сечение продольной арматуры на второй опоре определяем по моменту $M_{гр} = -34\,530$ *кгм* у грани колонны по формуле (I.41) при $\gamma_0 = 0,727$ и стали класса А-II (см. пример 1)

$$F_a = \frac{M_{гр}}{\gamma_0 h_0 R_a} = \frac{3\,453\,000}{0,727 \cdot 60 \cdot 2700} = 29,2 \text{ см}^2, \text{ или } 6 \varnothing 25 \text{ А-II}.$$

Сечение продольной арматуры у грани третьей опоры (см. вариант I) определяем по $M_{гр} = -26\,530$ *кгм*, коэффициенту $A_0 = 0,306$, $\gamma_0 = 0,812$. Площадь продольной арматуры по формуле (I.41)

$$F_a = \frac{M_{гр}}{\gamma_0 h_0 R_a} = \frac{2\,653\,000}{0,812 \cdot 60 \cdot 2700} = 20,2 \text{ см}^2, \text{ или } 6 \varnothing 22 \text{ А-II}.$$

Поперечную арматуру для каркасов главной балки определяем по значению поперечной силы в пределах соответствующего участка. Обычно поперечную арматуру всех пролетных каркасов определяем по значению поперечной силы на свободной опоре. Поперечная арматура опорных каркасов подбирается с таким расчетом, чтобы максимальная поперечная сила на каждой из промежуточных опор была бы полностью воспринята поперечной арматурой опорных каркасов и доведенных до опоры пролетных каркасов.

Расчет поперечных стержней главной балки, как и в примере 1, необходим. Так как сварные каркасы изготовляются без отгибов, необходимо, чтобы вся поперечная сила могла быть воспринята только поперечными стержнями (рис. VII.9, *г*).

По табл. I.8 при диаметре продольной арматуры $d_1 = 22$ *мм* принимаем $d_2 = 8$ *мм* из стали класса А-I ($R_{a.x} = 1700$ *кг/см²*).

В сечении у грани первой опоры поперечная сила $Q = 14450$ *кг*. Это усилие воспринимают двухсрезные поперечные стержни каркасов К-3 первого пролета.

Максимальное расстояние между поперечными стержнями по формуле (I.66)

$$u_{\text{макс}} = \frac{0{,}1R_{\text{н}}bh_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \cdot 80 \cdot 30 \cdot 60^2}{14\,450} = 60\ см.$$

Принимаем $u = 20\ см \approx \frac{h}{3} = \frac{65}{3} \approx 22\ см.$

Предельное усилие $q_{\text{х}}$, воспринимаемое хомутами, при $n=2$ и $u=20$ *см* по формуле (I.70)

$$q_{\text{х}} = \frac{R_{\text{а}}f_{\text{а}}n}{u} = \frac{1700 \cdot 0{,}5 \cdot 2}{20} = 85\ кг.$$

Несущая способность сечения бетона и хомутов по формуле (I.68)

$$[Q_{\text{х.б}}] = \sqrt{0{,}6R_{\text{н}}bh_0^2q_{\text{х}}} - q_{\text{х}}u = \sqrt{0{,}6 \cdot 80 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 85} - 85 \cdot 20 = 19\,200\ кг > Q = 14\,450\ кг.$$

В сечении у грани второй опоры слева поперечная сила $Q = 23900$ *кг*. Это усилие воспринимают двухветвенные поперечные стержни каркасов *К*-3 первого пролета, доведенных до опоры, и опорных каркасов *К*-5.

$$u_{\text{макс}} = \frac{0{,}1 \cdot 80 \cdot 30 \cdot 60^2}{23\,900} = 36\ см;$$

предельное усилие $q_{\text{х}}$ при $n=4$

$$q_{\text{х}} = \frac{1700 \cdot 0{,}5 \cdot 4}{20} = 170\ кг;$$

несущая способность сечения $[Q_{\text{х.б}}]$

$$[Q_{\text{х.б}}] = \sqrt{0{,}6 \cdot 80 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 170} - 170 \cdot 20 = 22\,800\ кг \approx 23\,900\ кг.$$

В сечении у грани второй опоры справа поперечная сила $Q = 21\,700$ *кг*. Это усилие передается на поперечные стержни каркасов *К*-6 и *К*-5, которые, как и с левой стороны, могут воспринять поперечную силу $22\,800\ кг > Q = 21\,700\ кг$.

Места обрывов опорных и пролетных каркасов определяем по эпюре изгибающих моментов и величин перерезывающих сил. Расстояние от сечения, в котором арматура каркасов по расчету не требуется, до места обрыва определяем по формуле (I.76) при $Q = 23900$ *кг* и $Q_0 = 0$

$$\omega = \frac{Q - Q_0}{2q_{\text{х}}} + 5d = \frac{23\,900 - 0}{2 \cdot 219} + 5 \cdot 2{,}6 = 67\ см.$$

Здесь $q_{\text{х}}$ — предельное усилие, которое могут воспринять двухветвенные поперечные стержни диаметром 8 *мм*, с шагом $u = 20$ *см* каркасов *К*-3 и диаметром 10 *мм* с шагом $u = 20$ *см* каркасов *К*-5, определяемое по формуле (I.70)

$$q_{\text{х}} = \frac{R_{\text{а.х}}fn}{u} = 1700\left(\frac{0{,}5 \cdot 2}{20} + \frac{0{,}785 \cdot 2}{20}\right) = 2{,}18\ кг/см.$$

В главной балке в местах примыкания второстепенных балок установлены вертикальные сетки *С-3*. Их назначение — воспринять реакцию второстепенной балки.

Величина реакции второстепенной балки

$$P = 9200 + 8500 = 17\,700\ кг.$$

Необходимая площадь вертикальных стержней сетки из стали класса А-I

$$F_{\text{а}} = \frac{P}{R_{\text{а}}} = \frac{17\,700}{2100} = 8{,}5\ см^2.$$

Принимаем две сетки из четырех вертикальных стержней диаметром 12 *мм*.

У свободных опор рабочая арматура каркасов заведена за грань опоры на 32 *см* (меньше чем на 20 диаметров рабочей арматуры). Поэтому у этих опор уложены корытообразные сетки из стержней диаметром 8 *мм* с шагом $u = 30$ *см* и длиной 4 *м*.

ПАНЕЛЬНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Панельные перекрытия представляют собой настилы, собранные из железобетонных панелей, уложенных вплотную одна к другой (рис. VII.10). По размерам в плане панели бывают мелкие и крупные.

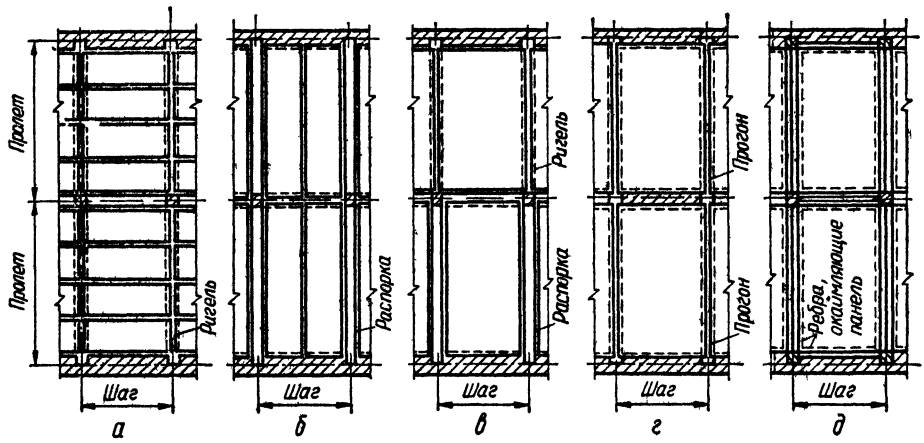


Рис. VII.10. Настилы из железобетонных панелей:
а — по ригелям вдоль здания; *б* — по продольным прогонам поперек здания; *в* — панели оперты по двум граням; *г* — то же, по четырем граням; *д* — то же, в отдельных точках по углам.

Мелкие панели имеют длину, равную шагу или пролету планировочной сетки здания, и ширину 80—180 *см*. Они укладываются по ригелям, несущим перегородкам — вдоль здания (рис. VII.10, *а*) и по продольным прогонам, каменным стенам — поперек здания (рис. VII.10, *б*). Они работают на изгиб, как балочные плиты, опертые только по двум граням.

Крупные панели имеют длину и ширину, равные пролету и шагу планировочной сетки здания — обычно размерам комнаты. Они опираются двумя гранями (рис. VII.10, *в*) и четырьмя гранями (рис. VII. 10, *г*) или в отдельных точках по углам (рис. VII.10, *д*) и работают на изгиб в соответствии с размещением опор. Панели, опертые по углам, имеют ребра, окаймляющие их по периметру, и вырезы в углах — в местах примыкания к стойкам.

Размеры панелей (пролет l, ширина b и высота h) в проектах должны соответствовать принятой раскладке их в перекрытии и номенклатуре каталога индустриальных строительных изделий. Номенклатура построена на единой модульной системе и унифицирована, что позволяет в нужных случаях заменить один тип панели другим, одинаковым по размерам и нагрузкам.

Панели обычно изготовляются на заводах, доставляются на строительную площадку и укладываются в перекрытие монтажными механизмами. Поэтому размеры и вес панелей должны соответствовать грузоподъемности механизмов, имеющихся на стройке.

Панельные перекрытия, как правило, устраиваются однопролетными и имеют небольшую строительную высоту h, составляющую $^1/_{20}$—$^1/_{30}$ пролета l. При таких отношениях $h : l$ перекрытия не всегда обладают достаточной жесткостью и должны поэтому рассчитываться как по прочности, так и по жесткости.

При расчете на прочность панели рассматриваются как однопролетные плиты, опертые по двум сторонам или по контуру. Величины усилий M и Q в расчетных сечениях определяются по формулам (I.4)—(I.7) для плит, опертых по двум сторонам, и табл. VII.6 для плит, опертых по контуру.

Подбор сечения арматуры производится по формулам для расчета железобетонных элементов прямоугольного и таврового сечений (см. гл. I).

Типы панелей различают по поперечным сечениям: многопустотные, часторебристые и сплошные.

МНОГОПУСТОТНЫЕ ПАНЕЛИ

Многопустотные панели имеют овальные, вертикальные или круглые пустоты (рис. VII.11 и VII.12).

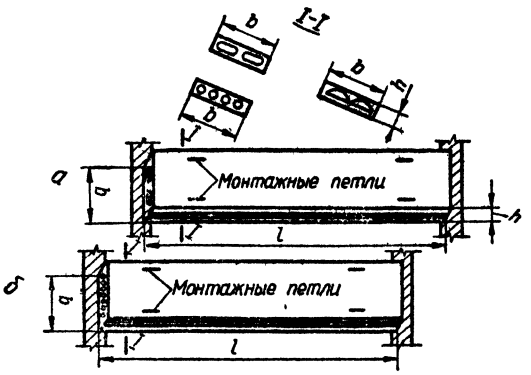


Рис. VII.11. Многопустотные панели
а — с овальными отверстиями; *б* — с круглыми отверстиями

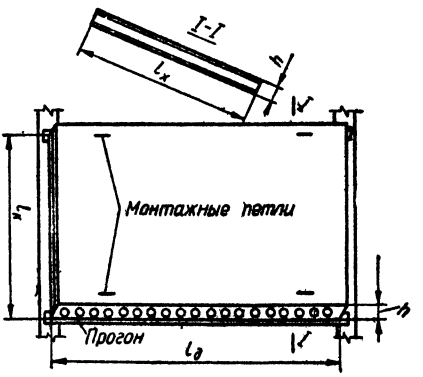


Рис. VII.12 Многопустотная укрупненная панель.

Панели имеют гладкие поверхности сверху и снизу, что удобно для устройства пола любой конструкции и для архитектурного оформления потолка. В многопустотных панелях стенки между пустотами представ-

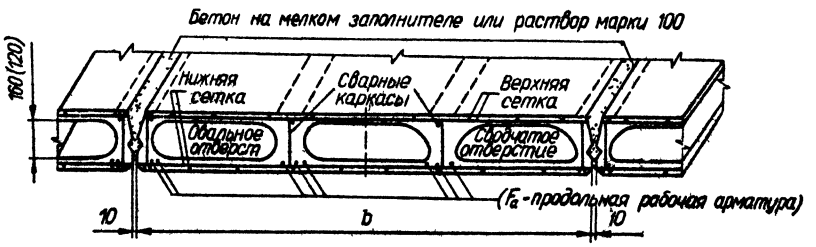


Рис. VII.13. Многопустотные панели с овальными сводчатыми отверстиями, в которых ребра армируются сварными каркасами, а плиты — сварными сетками.

ляют собой ребра, расположенные в плане обычно через 20—60 *см* одно от другого, связанные между собой тонкими железобетонными плитами Поэтому многопустотные панели могут рассматриваться как ребристые

двутаврового поперечного сечения. Ширина ребер в панелях с овальными или сводчатыми отверстиями принимается 5—6 *см*; в панелях с круглыми отверстиями 2,5—3 *см*. Высота h многопустотных панелей из условий жесткости должна составлять не менее $^1/_{27}$—$^1/_{30}$ пролета l.

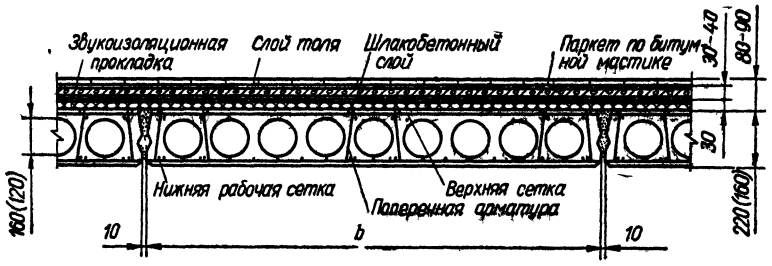


Рис. VII.14. Многопустотные панели с круглыми отверстиями, армированные сварными сетками.

Многопустотные панели с овальными сводчатыми отверстиями (рис VII.13), в которых ширина отверстия больше толщины панели h в 1,2—1,5 раза и более, работают на изгиб в направлении ребер (как балки на двух опорах) и армируются: ребра — сварными каркасами, плиты — сварными сетками. Учитывая, что верхняя плита панели является многопролетной и что пролеты по величине невелики, она обычно не рассчитывается и армируется сетками из стержней диаметром 3—4 *мм* в количестве 4—5 шт. на 1 *м* длины панели в зависимости от пролета плиты и нагрузки. В многопустотных панелях нижние стержни каркасов и стержни сеток, совпадающие с направлением ребер панели, воспринимают растягивающие усилия, верхняя плита — усилия сжатия, ребра и поперечные стержни каркасов — поперечные силы.

Многопустотные панели с круглыми отверстиями могут работать как плиты, опертые по двум сторонам, а также и по контуру. Этот тип панелей, в отличие от панелей с овальными пустотами, армируется не каркасами, а сварными сетками (рис. VII.14) с рабочей арматурой в одном направлении, когда панель оперта по двум сторонам, или в двух направлениях, когда панель оперта по контуру. В последнем случае пустоты рекомендуется располагать в направлении меньшего пролета (рис. VII.12 и VII.15). В панелях с круглыми отверстиями

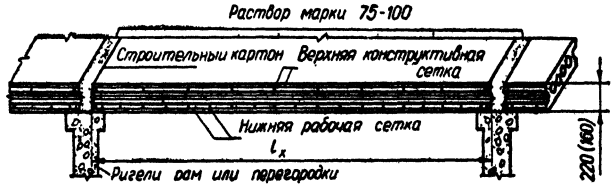


Рис. VII.15. Многопустотные панели с круглыми отверстиями.

нижняя сварная сетка воспринимает растягивающие усилия, верхняя плита — сжимающие усилия, а ребра — поперечные силы. Однако ребра посередине имеют малую толщину (2,5—3,0 *см*); при больших пролетах и нагрузках эта толщина может оказаться недостаточной, чтобы воспринять поперечную силу. В этих случаях крайние ребра панели и часть промежуточных (через 3—5 ребер) армируются дополнительно

сварными каркасами с поперечными стержнями из условия прочности на поперечную силу.

Многопустотные панели изготовляют только в заводских условиях.

Пример 3. Рассчитать панель с овальными отверстиями, опертую по двум сторонам, при следующих данных (рис. VII.16): $l=6{,}20$ *м*, $l_р=6{,}10$ *м*, $b_п=1{,}19$ *м*, $h=$

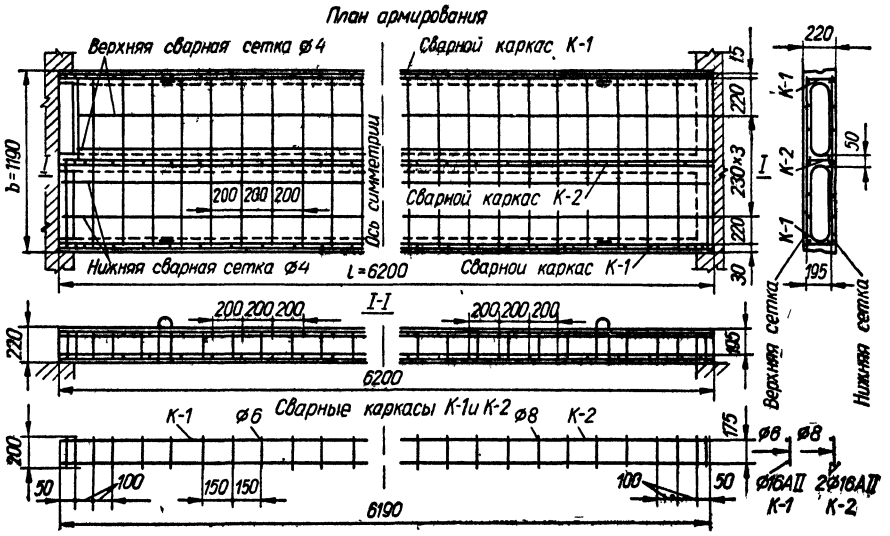


Рис. VII.16. К примеру 3.

$=22$ *см*; $h_0=19{,}5$ *см*; $b=5$ *см*; собственный вес панели и пола $g^н=360$ *кг/м²*; временная нагрузка $p^н=200$ *кг/м²*; расчетная нагрузка $q=gn_п+pn_в=360\cdot1{,}1+200\cdot1{,}4=676$ *кг/м²*; бетон марки 200 ($R_и=100$ *кг/см²*); арматура — сталь класса А-II периодического профиля ($R_а=2700$ *кг/см²*). Панель изготовляют в заводских условиях с проверкой прочности и однородности бетона.

Расчет панели на прочность Величина расчетного изгибающего момента равна

$$M=\frac{qb_пl_р^2}{8}=\frac{676\cdot1{,}19\cdot6{,}10^2}{8}=3760\ кгм.$$

Величина поперечной силы

$$Q=qb_п\frac{l_р}{2}=676\cdot1{,}19\frac{6{,}10}{2}=2480\ кг.$$

Панель армируем сварными каркасами, укладываемыми в ребра, и сварными сетками — в плитах. Площадь растянутой арматуры каркасов определяем по формуле

$$F_а=\frac{M}{R_а(h_o-0{,}5h_п)}=\frac{376\cdot000}{2700(19{,}5-0{,}5\cdot3)}=7{,}8\ см^2.$$

Принимаем 4 ∅ 16 А-II ($F_а=8{,}04$ *см²*).

В среднем ребре размещается 50% арматуры.

Проверяем, нужно ли рассчитывать поперечную арматуру. Поперечная сила, приходящаяся на среднее ребро, равна $Q=0{,}5\cdot2480=1240$ *кг*. По формуле (I.62) находим

$$b_рh_oR_р=5\cdot19{,}5\cdot6{,}4=625\ кг<Q=1240\ кг.$$

Так как $Q>b_рh_oR_р$, расчет необходим.

Максимальное расстояние между поперечными стержнями определяем по формуле (I.66)

$$u_{макс}=\frac{0{,}1R_иb_рh_0^2}{Q}=\frac{0{,}1\cdot100\cdot5\cdot19{,}5^2}{1240}=15{,}4\ см.$$

Из конструктивных условий принимаем $u = 10$ *см* $\approx \frac{h}{2}$.

По табл I 19 при $d_2 = 6$ *мм* и $n = 1$ находим величину $q_x = 48{,}2$ *кг*

Несущая способность сечения (бетона и хомутов) по формуле (I.67)

$$[Q_{x.б}] = \sqrt{0{,}6 R_и b_р h_0^2 q_x} - q_x u = \sqrt{0{,}6 \cdot 100 \cdot 5 \cdot 19{,}5^2 \cdot 48{,}2} - 48{,}2 \cdot 10 =$$
$$= 1850 \text{ кг} > Q = 1240 \text{ кг}.$$

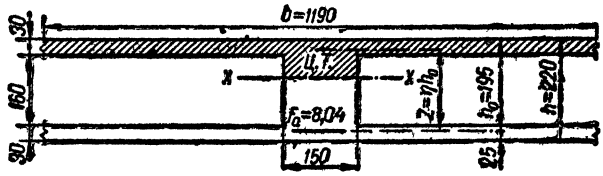


Рис. VII.17. К примеру 3.

Расчет панели по деформациям. Расчет ведем по формулам (I.97) — (I 110). Определяем прогиб панели посредине пролета по формуле (I.110) с учетом коэффициента 0,8 (см СНиП II-В. 1—62*, п. 98).

Панель рассчитываем как двутавровую эквивалентного сечения, шириной ребра $b = 5 \cdot 3 = 15$ *см*, равной ширине всех ребер (рис. VII.17)

Вычисляем отдельно f_1, f_2 и f_3

Жесткость во всех случаях определяем в сечении, где действует максимальный изгибающий момент, т. е. посредине пролета.

Изгибающий момент от полной нормативной нагрузки

$$M = \frac{q^н b_п l_р^2}{8} = \frac{560 \cdot 1{,}19 \cdot 6{,}1^2}{8} = 3120 \text{ кгм}.$$

Определяем величины, входящие в формулы (I.97)—(I.110).

Вычисляем γ' по формуле (I.99), пренебрегая работой сжатой арматуры F_a',

$$\gamma' = \frac{(b_п - b) h_п'}{b h_0} = \frac{(119 - 15) 3}{15 \cdot 19{,}5} = 1{,}07.$$

Вычисляем ξ по формуле (I 100), где

$$\mu = \frac{F_a}{b h_0} = \frac{8{,}04}{15 \cdot 19{,}5} = 0{,}0274.$$

$$n = \frac{E_a}{E_б} = \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{0{,}465 \cdot 10^6} = 7{,}9;$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h_п'}{2h_0}\right) = 1{,}07 \left(1 - \frac{3}{2 \cdot 19{,}5}\right) = 0{,}98;$$

$$L = \frac{M}{b h_0^2 R_и^н} = \frac{312\,000}{15 \cdot 19{,}5^2 \cdot 180} = 0{,}305;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10 \mu n}} = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(0{,}305 + 0{,}98)}{10{,}0 \cdot 0{,}0274 \cdot 7{,}9}} = 0{,}172.$$

Так как $\xi = 0{,}172 > \frac{3{,}0}{19{,}5} = 0{,}155$, сечение рассматриваем как двутавровое.

Вычисляем z_1 по формуле (I.101)

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_п'}{h_0} \gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right] = 19{,}5 \left[1 - \frac{\frac{3}{19{,}5} \cdot 1{,}07 + 0{,}19^2}{2(1{,}07 + 0{,}19)}\right] = 18{,}1 \text{ см}.$$

Вычисляем $W_{б\,т}$ по формуле (I 104), где

$$\delta_1 = \delta_1' = \frac{h_п}{2h} = \frac{3}{2 \cdot 22} = 0{,}068,$$

$$\gamma_1 = \gamma_1' = \frac{(b_п - b)\,h_п}{bh} = \frac{(119 - 15)\,3}{15 \cdot 22} = 0{,}945,$$

$$\xi_т = \frac{1 + \gamma_1 + 2\gamma_1'\,\delta'}{2 + \gamma' + 2\gamma_1'} = \frac{1 + 0{,}945 + 2 \cdot 0{,}945 \cdot 0{,}068}{2 + 0{,}945 + 2 \cdot 0{,}945} = 0{,}43,$$

$$W_{б\,т} = 15 \cdot 22^2 \left[(1 - 0{,}43)\left(\frac{1}{2} + \frac{0{,}43}{6}\right) + 0{,}945\left(1 - 0{,}068 - \frac{0{,}43}{3}\right) + \right.$$

$$\left. + 2 \cdot 0{,}945\,\frac{0{,}43 - 0{,}068}{1 - 0{,}43}\left(\frac{0{,}43}{3} - 0{,}068\right)\right] = 8300\ см^3.$$

Вычисляем $M_{б\,т}$ по формуле (I 103)

$$M_{б\,т} = 0{,}8 R_р^н W_{б\,т} = 0{,}8 \cdot 16 \cdot 8300 = 107\,000\ кгсм = 1070\ кгм.$$

Определяем прогиб панели f_1 от полной нормативной нагрузки $q^н = 670$ *кг*.
По формуле (I 102)

$$\psi_а = 1{,}3 - s\,\frac{M_{б\,т}}{M} = 1{,}3 - 1{,}1\,\frac{1070}{3120} = 0{,}92.$$

Жесткость B при кратковременном действии всей нагрузки по формуле (I 107)

$$B = \frac{h_0 z_1}{\dfrac{\psi_а}{E_а F_а} + \dfrac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\,b h_0 E_б \nu}} =$$

$$= \frac{19{,}5 \cdot 18{,}1}{\dfrac{0{,}92}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 8{,}04} + \dfrac{0{,}9}{(1{,}070 + 0{,}172) \cdot 15 \cdot 19{,}5 \cdot 0{,}265 \cdot 10^6 \cdot 0{,}5}} = 4{,}95 \cdot 10^9.$$

Значение прогиба

$$f_1 = \frac{5}{384}\,\frac{ql^4}{B} = \frac{5}{384}\,\frac{6{,}7 \cdot 610^4}{4{,}95 \cdot 10^9} = 2{,}44\ см.$$

Определяем начальный прогиб f_2 от длительно действующей части нагрузки $q = 430$ *кг*

Вычисляем $\psi_а$ по формуле (I 102) при $s = 1{,}1$ и

$$M = \frac{430 \cdot 6{,}1^2}{8} = 2000\ кгм;$$

$$\psi_а = 1{,}3 - 1{,}1\,\frac{1070}{2000} = 0{,}71$$

Жесткость B от длительно действующей части нагрузки по формуле (I 107)

$$B = \frac{19{,}5 \cdot 18{,}1}{\dfrac{0{,}71}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 8{,}04} + \dfrac{0{,}9}{(1{,}07 + 0{,}172)\,15 \cdot 19{,}5 \cdot 0{,}265 \cdot 10^6 \cdot 0{,}5}} = 5{,}74 \cdot 10^9.$$

Значение прогиба

$$f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{4{,}3 \cdot 610^4}{5{,}74 \cdot 10^9} = 1{,}36\ см.$$

Определяем полную деформацию f_3 от длительно действующей части нагрузки $q = 430$ *кг*

Вычисляем $\psi_а$ по формуле (I 102) при $s = 0{,}8$

$$\psi_а = 1{,}3 - 0{,}8\,\frac{1070}{2000} = 0{,}87.$$

Жесткость B при $\psi_а = 0{,}87$

$$B = \frac{19{,}5 \cdot 18{,}1}{\dfrac{0{,}87}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 8{,}04} + \dfrac{0{,}9}{(1{,}070 + 0{,}172) \cdot 15{,}0 \cdot 19{,}5 \cdot 0{,}465 \cdot 10^6 \cdot 0{,}15}} = 3{,}28 \cdot 10^9.$$

Значение прогиба

$$f_в = \frac{5}{384} \cdot \frac{4{,}3 \cdot 610^4}{3{,}28 \cdot 10^9} = 2{,}34 \text{ см}.$$

Суммарный прогиб по формуле (I.110)

$$f = 0{,}8\,(f_1 - f_2 + f_3) = 0{,}8\,(2{,}44 - 1{,}36 + 2{,}34) = 2{,}74 \text{ см}.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{2{,}74}{610{,}0} = \frac{1}{222} < \frac{1}{200}.$$

Пример 4. Рассчитать панель с круглыми отверстиями, свободно опертую по контуру (на продольные стены и поперечные прогоны), при следующих данных (рис. VII.18): $l_д = 5{,}60$ *м*, $l_к = 3{,}20$ *м*, $h = 16$ *см*; $h_0 = 14$ *см*, $g^н = 350$ *кг/см²*, $p^н =$

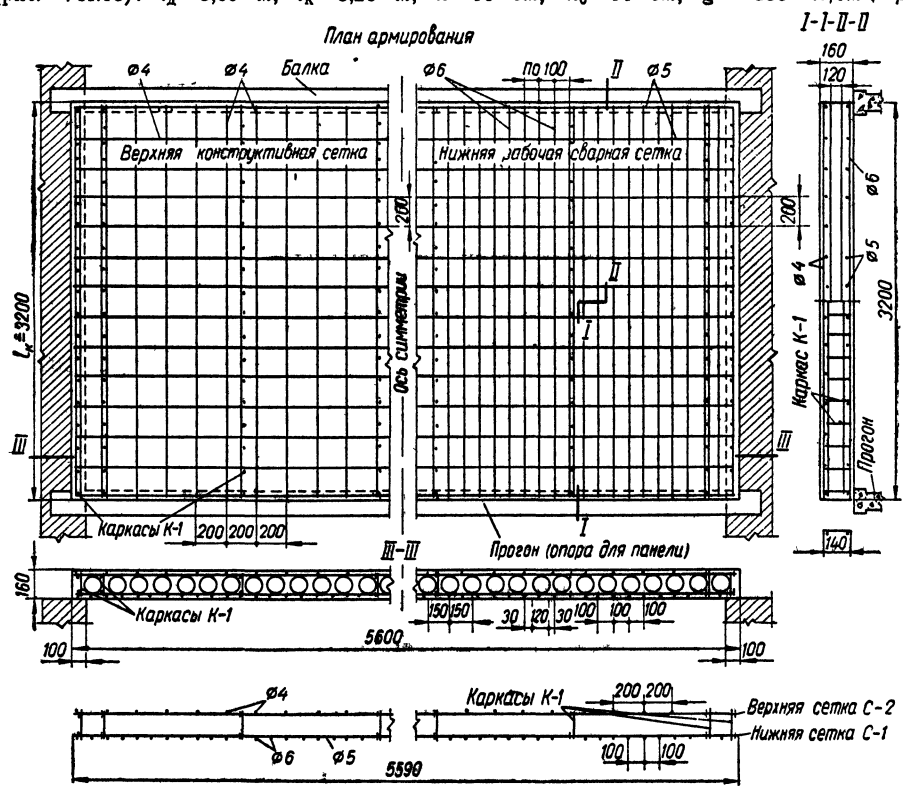


Рис. VII.18. К примеру 4.

$= 200$ *кг/м²*; $q = 350 \cdot 1{,}1 + 200 \cdot 1{,}4 = 665$ *кг/м²*; бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см²*); сетки из обыкновенной арматурной проволоки диаметром $d = 6 \div 8$ *мм* ($R_а = 2500$ *кг/см²*).

Определяем отношение расчетных пролетов $l_д : l_к = 550 : 310 = 1{,}77$; по табл VII 5 находим коэффициенты распределения нагрузки по направлениям $l_к$ и $l_д$ (интерполируя): $c_1 = 0{,}907$ и $c_2 = 0{,}093$. Нагрузка, приходящаяся по направлению короткого пролета $l_к$,

$$q_к = c_1 q = 0{,}907 \cdot 665 \approx 600 \text{ кг/м}^2.$$

Нагрузка, приходящаяся по направлению длинного пролета $l_д$

$$q_д = c_2 q = 0{,}093 \cdot 665 \approx 65 \text{ кг/м}^2.$$

Момент в направлении $l_к$

$$M_к = \frac{q_к l_к^2}{8} = \frac{600 \cdot 3{,}10^2}{8} = 720 \text{ кгм}.$$

Момент в направлении $l_д$

$$M_д = \frac{q_д l_д^2}{8} = \frac{65 \cdot 5{,}50^2}{8} = 245 \text{ кгм}.$$

Поперечная сила в направлении $l_к$

$$Q_к = q_к \frac{l_к}{8} = 600 \frac{3{,}10}{2} = 930 \text{ кг}.$$

Панель армируем нижней сварной сеткой с рабочими стержнями в двух направлениях и верхней конструктивной сварной сеткой. Площадь поперечного сечения арматуры нижней сетки определяем по формуле (I.42):

в коротком направлении $l_к$

$$F_{а.к} = \frac{M_к}{R_а 0{,}9 h_0} = \frac{72\,000}{2500 \cdot 0{,}9 \cdot 13{,}2} = 2{,}44 \text{ см}^2;$$

в длинном направлении $l_д$

$$F_{а.д} = \frac{M_д}{R_а 0{,}9 h_0} = \frac{24\,500}{2500 \cdot 0{,}9 \cdot 14} = 0{,}83 \text{ см}^2.$$

Принимаем нижнюю сварную сетку из стержней диаметром 6 *мм* с шагом 10 *см* в направлении $l_к$ $F_{а.к} = 2{,}83$ *см*² и из стержней диаметром 5 *мм* с шагом 20 *см* в направлении $l_д$ $F_{а.д} = 0{,}98$ *см*². Верхняя сетка принята из стержней диаметром 4 *мм* с шагом 20 *см*.

Проверяем, нужно ли рассчитывать панель на поперечные силы. На 1 *м* панели при расстоянии между осями пустот 15 *см* приходится $n = \frac{100}{15} = 6{,}7$ ребра толщиной 3 *см*, работающих на поперечную силу. Полная ширина этих ребер $b_р = 3 \cdot 6{,}7 \approx 20$ *см*. По формуле (I.62) находим величину $b_р h_0 R_р$

$$b_р h_0 R_р = 20 \cdot 14 \cdot 6{,}4 = 1800 \text{ кг} > Q_к = 930 \text{ кг}.$$

Поперечной арматуры по расчету не требуется. Однако по конструктивным соображениям крайние ребра панели и каждое седьмое промежуточное ребро армируем сварными каркасами *К-1* из стержней диаметром 4 *мм* с шагом $u = 15$ *см*.

Проверку на жесткость не производим, так как, во-первых, панель оперта по контуру и, во-вторых, отношение толщины панели к пролету $\frac{h}{l_к} = \frac{16}{310} = \frac{1}{19{,}4} < \frac{1}{12}$.

ЧАСТОРЕБРИСТЫЕ ПАНЕЛИ

Часторебристые панели, как указано было выше, бывают с ребрами в одном направлении и с ребрами в двух направлениях и с плитой, расположенной в верхней — сжатой зоне или в нижней — растянутой (рис. VII.19). Плиту следует по возможности располагать в сжатой зоне, так как она улучшает работу панели на изгиб и создает гладкую плоскость для пола. Пространство между ребрами часто заполняется пустотелыми блоками-вкладышами (керамические, шлако- или пенобетонные и др.), которые создают гладкий потолок и заменяют опалубку при бетонировании ребер и плиты (рис. VII.20).

Вкладыши не являются несущими элементами панели, и поэтому могут иметь большую пустотность и относительно малую прочность. Панели устраиваются также без вкладышей с открытыми снизу ребрами (рис. VII.21), если это согласуется с архитектурным оформлением потолка. Когда требуется гладкий потолок, ребра снизу могут быть закрыты плитами, подвешенными к ребрам.

Часто ребра располагаются над плитой, и панель принимает корытообразную форму (рис. VII.22). В этом случае пол устраивается по деревянным лагам или по сборным железобетонным плитам. Раз-

меры ребер зависят от пролета панели, расчетной нагрузки, приходящейся на одно ребро, и принимаются шириной 6—12 и высотой 16—30 *см*.

Рекомендуются такие размеры ребер, при которых бетон может воспринять всю поперечную силу, т. е. удовлетворять условию

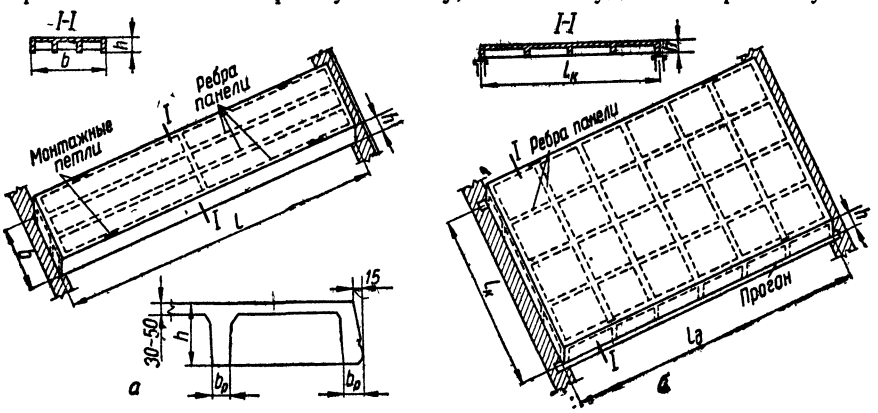


Рис. VII.19 Часторебристые панели:
а — с ребрами в одном направлении; *б* — с ребрами в двух направлениях.

$Q \leqslant bh_0R_p$. В этом случае поперечные стержни диаметром 3—4 *мм* ставятся через 15—20 *см* из конструктивных соображений — для связи растянутой и сжатой зон бетона. Рекомендуется, чтобы высота ребра h

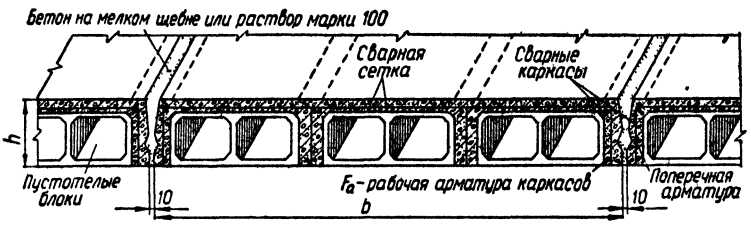


Рис. VII.20. Схема заполнения пространства между ребрами блоками-вкладышами.

составляла: при расположении плиты в сжатой зоне — не менее $^1/_{24}$—$^1/_{25}$ пролета панели l; при расположении плиты в растянутой зоне (панели корытообразной формы) — не менее $^1/_{20}\,l$ — $^1/_{21}\,l$.

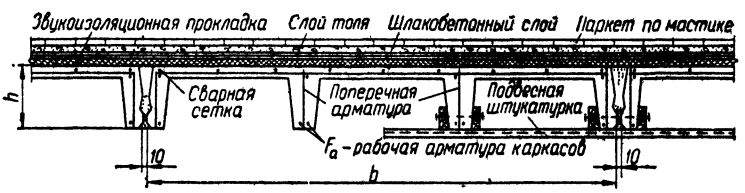


Рис. VII.21. Панели без вкладышей с открытыми снизу ребрами.

Панели, опертые по контуру с открытыми снизу ребрами, создают потолок с мелкими кессонами, которые во многих случаях могут служить архитектурными элементами.

Часторебристые панели со вкладышами или с открытыми ребрами менее прогрессивны, чем многопустотные, но проще в изготовлении и

поэтому могут быть рекомендованы к применению при отсутствии заводских условий для получения многопустотных панелей и при возможности изготовлять часторебристые панели на строительной площадке.

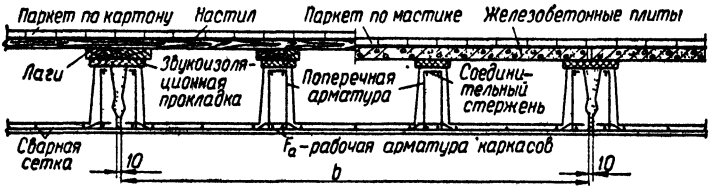


Рис. VII.22. Панель корытообразной формы

Армирование ребер часторебристых панелей производится сварными каркасами, а плит — сварными сетками. Нижняя арматура каркасов воспринимает растягивающие усилия, плита — усилия сжатия, ребра — поперечные силы. Когда плита расположена в растянутой зоне или вовсе отсутствует, ширина ребер несколько увеличивается, так как в этом случае усилия сжатия воспринимаются верхней частью ребер. Из тех же соображений — усиления сжатой зоны бетона — ребра армируются двойными каркасами и их сжатые стержни соединяются горизонтальными соединительными стержнями в плоскостях поперечных стержней (рис. VII.22).

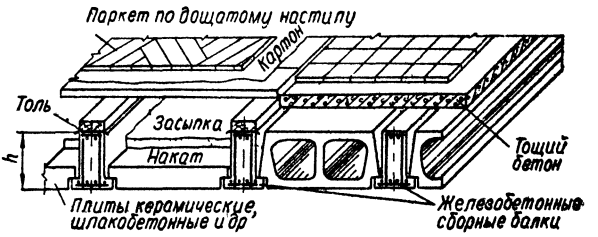


Рис. VII.23. Перекрытие из сборных железобетонных балок.

В конструктивном и статическом отношениях многопустотные и часторебристые панельные перекрытия близки к обычным ребристым (см. рис. VII.2) и отличаются от последних частым расположением ребер, а следовательно, меньшей строительной высотой перекрытия.

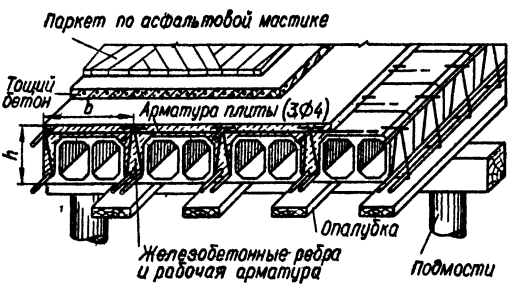


Рис. VII.24. Часторебристое перекрытие в монолитном железобетоне.

Перекрытия из сборных железобетонных балок (рис. VII.23) также могут быть отнесены к часторебристым. Они принимаются при строительстве малоэтажных зданий, а также при отсутствии на стройке механизмов большой грузоподъемности. Пространство между балками заполняется пустотелым накатом или блоками. К недостаткам этого типа перекрытия следует отнести то, что при больших временных нагрузках отдельные балки, не связанные общей плитой, могут получать неодинаковые по величине деформации — прогибы, что влечет за собой появление трещин в штукатурке потолка.

Когда строительство не обеспечено готовыми панелями или подъемными механизмами, перекрытие устраивается в монолитном железобетоне по подмостям (рис. VII.24).

Пример 5. Рассчитать часторебристую панель в двух вариантах (рис. VII.25) с плитой в растянутой зоне и с плитой в сжатой зоне (рис. VII.26) при следующих данных: собственный вес перекрытия $g^н = 380$ *кг/м²*, временная нагрузка $p^н = 200$ *кг/м²*; расчетная нагрузка $q = q^н n_п + p^н n_в = 380\ 1{,}1 + 200 \cdot 1{,}4 \approx 700$ *кг/м²*; $l =$

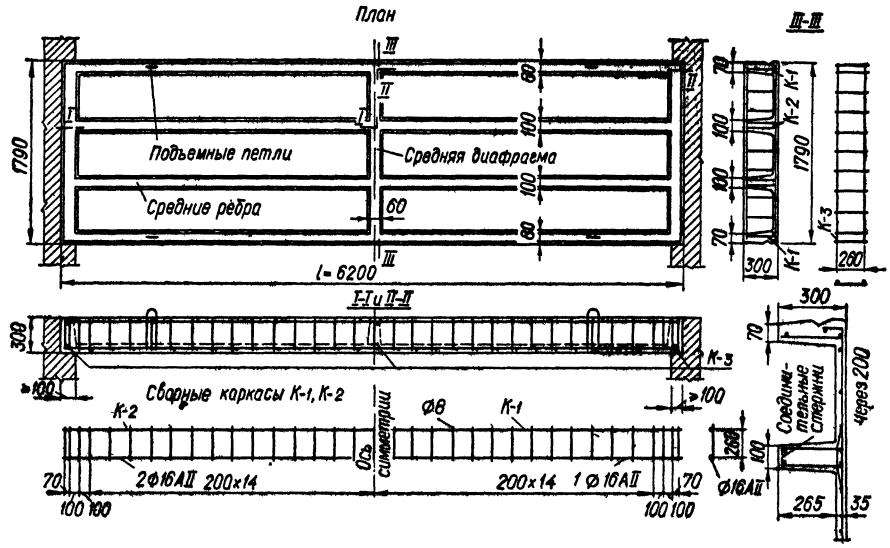


Рис. VII.25. К примеру 5.

$= 6{,}20$ *м*; $b_п = 1{,}80$ *м*; $h = 30$ *см*; $h_0 = 30 - 2{,}5 = 27{,}5$ *см*; бетон марки 200 ($R_и = 100$ *кг/см²*); арматура — сталь периодического профиля класса А-II ($R_а = 2700$ *кг/см²*).

Определяем:

расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{qbl_р^2}{8} = \frac{700 \cdot 1{,}8 \cdot 6{,}10^2}{8} = 5870 \text{ кгм};$$

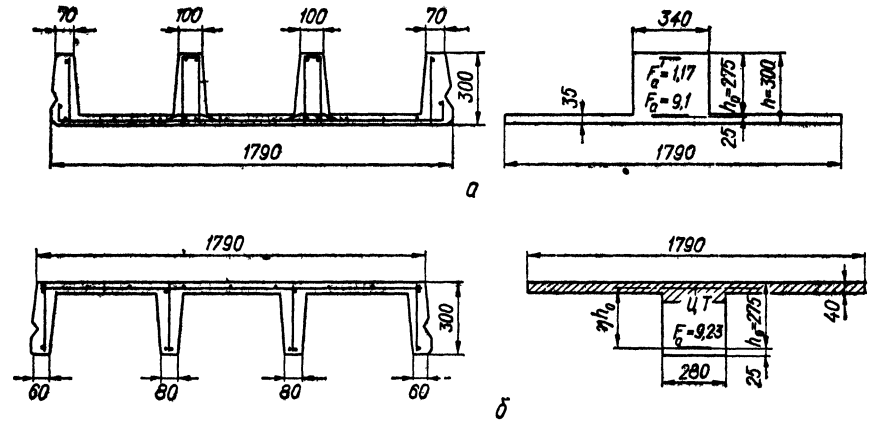


Рис. VII.26. К примеру 5.

а — часторебристая панель с плитой в растянутой зоне, *б* — то же, в сжатой зоне.

поперечную силу

$$Q = qb\frac{l_р}{2} = 700 \cdot 1{,}8\,\frac{6{,}10}{2} = 3850 \text{ кг}.$$

Первый вариант Плита расположена в растянутой зоне Сечение панели корытообразное (рис. VII 26, *а*). Ширина всех четырех ребер $b = 7 \cdot 2 + 10 \cdot 2 = 34$ *см*.

Ребра армируем сварными каркасами по расчету, плиту — сварными сетками из стержней диаметром 4 *мм* с шагом 20 *см*. Так как размеры поперечного сечения панели заданы, расчет сводится к определению площади сечения арматуры ребер.

Сечение прямоугольное, так как плита расположена в растянутой зоне.

Определяем по формуле (I.40) величину коэффициента A_0

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_и} = \frac{587\,000}{34 \cdot 27{,}5^2 \cdot 100} = 0{,}228;$$

по табл. I.16 коэффициенту $A_0 = 0{,}228$ соответствует $\gamma_0 = 0{,}869$; по формуле (I.41) площадь сечения продольной арматуры ребер

$$F_а = \frac{M}{\gamma_0 h_0 R_а} = \frac{587\,000}{0{,}869 \cdot 27{,}5 \cdot 2700} = 9{,}1 \text{ см}^2.$$

По табл. 15 приложения принимаем 6 ∅ 16 А-II, причем в каждом среднем ребре размещаем 0,33 $F_а$.

Проверяем, нужно ли рассчитывать поперечную арматуру. По формуле (I.62) находим величину $b_р h_0 R_р$ для среднего ребра

$$b_р h_0 R_р = 10 \cdot 27{,}5 \cdot 6{,}4 = 1470 \text{ кг} > \frac{Q}{3} = \frac{3850}{3} = 1280 \text{ кг}.$$

Так как условие (I.62) удовлетворено, расчета поперечной арматуры можно не производить. Принимаем поперечные стержни наименьшего диаметра $d_2 = 6$ *мм* (см. табл. I.8). Согласно нормам, наибольшее расстояние между осями поперечных стержней (при $h < 30$ *см*) $u = 15$ *см*.

Второй вариант. Та же панель, но с плитой в сжатой зоне (рис. VII.26, *б*). В этом варианте принимаем толщину плиты $h_п = 4$ *см*; толщину всех ребер $b = 6 \cdot 2 + 8 \cdot 2 = 28$ *см*. Площадь арматуры находим по формуле I.55

$$F_а = \frac{M}{R_а\left(h_0 - \frac{h_п}{2}\right)} = \frac{587\,000}{2700\left(27{,}5 - \frac{4}{2}\right)} = 8{,}6 \text{ см}^2.$$

Принимаем 6 ∅ 14 А-II ($F_а = 9{,}23$ *см*²).

При расположении плиты в сжатой зоне площадь арматуры снизилась на 5%. Величина $b_р h_0 R_р$, которую может воспринять среднее ребро шириной $b_р = 8$ *см*,

$$b_р h_0 R_р = 8 \cdot 27{,}5 \cdot 6{,}4 = 1380 \text{ кг} > 1280 \text{ кг}.$$

Расчет панели по деформациям. Вариант панели с полкой в растянутой зоне (рис. VII.26, *а*) имеет сечение, эквивалентное тавровому с ребром шириной $b = 34$ *см*, равной ширине всех ребер.

Прогиб панели посредине пролета определяем по формуле (I.110).

Изгибающий момент от полной нормативной нагрузки

$$M = \frac{q^н b_п l^2}{8} = \frac{580 \cdot 1{,}8 \cdot 6{,}1^2}{8} = 4870 \text{ кгм}.$$

Вычисляем ξ по формуле (I.100). Так как плита в сжатой зоне отсутствует, то величины γ' и T будут равны нулю и формула (I.100) имеет вид

$$\xi_1 = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1}{10\mu n}(1 + 5L)},$$

где

$$\mu = \frac{F_а}{bh_0} = \frac{12{,}06}{34 \cdot 27{,}5} = 0{,}0129;$$

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{0{,}265 \cdot 10^6} = 7{,}9;$$

$$L = \frac{M}{bh_0^2 R_и^н} = \frac{487\,000}{34 \cdot 27{,}5^2 \cdot 180} = 0{,}103;$$

$$\xi_1 = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1}{10 \cdot 0{,}0129 \cdot 7{,}9}(1 + 5 \cdot 0{,}103)} = 0{,}306.$$

Вычисляем величину z_1 по формуле (I 101). При отсутствии плиты в сжатой зоне формула (I 101) принимает вид

$$z_1 = h_0\left(1 - \frac{\xi}{2}\right);$$

$$z_1 = 27{,}5\left(1 - \frac{0{,}306}{2}\right) = 23{,}4\ см.$$

Вычисляем $W_{б\,т}$ по формуле (I 104), где

$$\delta_1 = \frac{h_п}{2h} = \frac{3{,}5}{2 \cdot 30} = 0{,}0585;$$

$$\gamma_1 = \frac{(b_п - b)\,h_п}{bh} = \frac{(179 - 34)\,3{,}5}{30 \cdot 34} = 0{,}50;$$

$$\xi_т = \frac{1 + \gamma_1}{2 + \gamma_1} = \frac{1 + 0{,}5}{2 + 0{,}5} = 0{,}60$$

$$W_{б,т} = bh^2\left[(1 - \xi_т)\left(\frac{1}{2} + \frac{\xi_т}{6}\right) + \gamma_1\left(1 - \delta_1 - \frac{\xi_т}{3}\right)\right] =$$

$$= 34 \cdot 30^2\left[(1 - 0{,}60)\left(\frac{1}{2} + \frac{0{,}60}{6}\right) + 0{,}50\left(1 - 0{,}0585 - \frac{0{,}60}{3}\right)\right] = 18\,400\ см^3.$$

Вычисляем $M_{б\,т}$ по формуле (I 103)

$$M_{б\,т} = 0{,}8R_р^н W_{б\,т} = 0{,}8 \cdot 16 \cdot 18\,400 = 236\,000\ кгсм = 2360\ кгм.$$

Определяем прогиб от кратковременного действия всей нагрузки f_1. Вычисляем $\psi_а$ по формуле (I 102)

$$\psi_а = 1{,}3 - s\,\frac{M_{б\,т}}{M} = 1{,}3 - 1{,}1\,\frac{2360}{4870} = 0{,}77.$$

По формуле (1.107) жесткость B при $\psi_а = 0{,}77$ и $\gamma' = 0$

$$B = \frac{h_0 z_1}{\dfrac{\psi_а}{E_а F_а} + \dfrac{\psi_б}{(\gamma' + \xi_1)\,bh_0 E_б \nu}} = \frac{27{,}5 \cdot 23{,}4}{\dfrac{0{,}77}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 12{,}06} + \dfrac{0{,}9}{0{,}306 \cdot 34 \cdot 27{,}5 \cdot 0{,}265 \cdot 10^6 \cdot 0{,}5}} =$$

$$= 11{,}9 \cdot 10^9.$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{10{,}45 \cdot 610^4}{11{,}9 \cdot 10^9} = 1{,}59\ см.$$

Определяем начальный прогиб f_2 от длительно действующей части нагрузки $q = 685$ *кг*

Вычисляем $\psi_а$ при $M = \dfrac{685 \quad 6{,}1^2}{8} = 3180$ *кгм* и $s = 1{,}1$

$$\psi_а = 1{,}3 - 1{,}1\,\frac{2360}{3180} = 0{,}50.$$

Жесткость B при $\psi_а = 0{,}5$

$$B = \frac{27{,}5 \cdot 23{,}4}{\dfrac{0{,}50}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 12{,}06} + \dfrac{0{,}9}{0{,}306 \cdot 34 \cdot 27{,}5 \cdot 0{,}265 \cdot 10^6 \cdot 0{,}5}} = 14{,}7 \cdot 10^9.$$

$$f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{6{,}85 \cdot 610^4}{14{,}7 \cdot 10^9} = \frac{472}{565} = 0{,}89\ см$$

Определяем полную деформацию f_3 от длительно действующей части нагрузки Вычисляем $\psi_а$ при $s = 0{,}8$

$$\psi_а = 1{,}3 - 0{,}8\,\frac{2360}{3180} = 0{,}68.$$

Жесткость B при $\psi_a = 0{,}68$

$$B = \frac{27{,}5 \cdot 23{,}4}{\dfrac{0{,}68}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 12{,}06} + \dfrac{0{,}9}{0{,}306 \cdot 34 \cdot 27{,}5 \cdot 0{,}265 \cdot 10^6 \cdot 0{,}15}} = 6{,}9 \cdot 10^9.$$

$$f_3 = \frac{5}{384} \cdot \frac{6{,}85 \cdot 610^4}{6{,}9 \cdot 10^9} = \frac{472}{265} = 1{,}91 \text{ см}.$$

Суммарный прогиб по формуле (I.110)

$$f = f_1 - f_2 + f_3 = 1{,}59 - 0{,}89 + 1{,}91 = 2{,}61 \text{ см};$$

$$\frac{f}{l} = \frac{2{,}61}{610} = \frac{1}{234} < \frac{1}{200}.$$

Вариант панели с полкой в сжатой зоне имеет сечение, эквивалентное тавровому с ребром шириной $b = 28$ *см* (см. рис. VII.26, *б*).

Изгибающий момент от полной нормативной нагрузки

$$M = \frac{1045 \cdot 6{,}1^2}{8} = 4870 \text{ кгм}.$$

Вычисляем γ' по формуле (I.99) без учета работы сжатой арматуры F_a'

$$\gamma' = \frac{(b_п' - b)\, h_п'}{bh_0} = \frac{(179 - 28) \cdot 4}{28 \cdot 27{,}5} = 0{,}80.$$

Вычисляем ξ по формуле (I.100)

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5(L + T)}{10\mu n}} = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5(0{,}74 + 0{,}328)}{10 \cdot 0{,}0157 \cdot 7{,}9}} = 0{,}188,$$

где

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{12{,}06}{28 \cdot 27{,}5} = 0{,}0157;$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h_п'}{2h_0}\right) = 0{,}80 \left(1 - \frac{4{,}0}{2 \cdot 27{,}5}\right) = 0{,}74;$$

$$L = \frac{M}{bh_0^2 R_и^н} = \frac{487\,000}{28 \cdot 27{,}5^2 \cdot 180} = 0{,}128.$$

Так как $\xi = 0{,}188 > \dfrac{4{,}0}{27{,}5} = 0{,}145$, сечение рассматриваем как тавровое с полкой в сжатой зоне

Вычисляем z_1 по формуле (I.101).

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\dfrac{h_п'}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right] = 27{,}5 \left[1 - \frac{\dfrac{4{,}0}{27{,}5}\, 0{,}80 + 0{,}188^2}{2(0{,}80 + 0{,}188)}\right] = 25{,}2 \text{ см}.$$

Вычисляем $W_{б.т}$ по формуле (I.104). При тавровом сечении с полкой в сжатой зоне формула (I.104) имеет вид

$$W_{б.т} = bh^2 \cdot \left[(1 - \xi_т)\left(\frac{1}{2} + \frac{\xi_т}{6}\right) + 2\gamma_1' \frac{\xi_т - \delta_1'}{1 - \xi_т}\left(\frac{\xi_т}{3} - \delta_1'\right)\right],$$

где

$$\delta_1' = \frac{4{,}0}{2 \cdot 30} = 0{,}0667; \quad \gamma_1' = \frac{(179 - 28)^4}{28 \cdot 30} = 0{,}666;$$

$$\xi_т = \frac{1 + 2\gamma_1'\delta_1'}{2 + 2\gamma_1'} = \frac{1 + 2 \cdot 0{,}666 \cdot 0{,}0667}{2 + 2 \cdot 0{,}666} = 0{,}33.$$

$$W_{б.т} = 28 \cdot 30^2 \left[(1-0{,}33)\left(\frac{1}{2}+\frac{0{,}33}{6}\right) + 2 \cdot 0{,}666\,\frac{0{,}33-0{,}0667}{1-0{,}33} \times \right.$$
$$\left. \times \left(\frac{0{,}33}{3}-0{,}0667\right)\right] = 10\,100\ см^3.$$

Вычисляем по формуле (I.103) $M_{б.т}$

$$M_{б.т} = 0{,}8R_р^н\,W_{б.т} = 0{,}8 \cdot 16 \cdot 10\,100 = 130\,000\ кгсм = 1300\ кгм.$$

Определяем прогиб f_1 от кратковременного действия всей нагрузки.
Вычисляем $\psi_а$ по формуле (I.102)

$$\psi_а = 1{,}3 - s\,\frac{M_{б.т}}{M} = 1{,}3 - 1{,}1\,\frac{1300}{4870} = 1{,}03.$$

Принимаем $\psi_а = 1$.

По формуле (I.107) жесткость B при $\psi_а = 1{,}0$

$$B = \frac{h_0 z_1}{\dfrac{\psi_а}{E_а F_а} + \dfrac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\,b h_0 E_б \nu}} =$$

$$= \frac{27{,}5 \cdot 25.2}{\dfrac{1{,}0}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 12{,}06} + \dfrac{0{,}9}{(0{,}80+0{,}188)\,28 \cdot 27{,}5 \cdot 0{,}265 \cdot 10^6 \cdot 0{,}5}} = 14{,}4 \cdot 10^9.$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{10{,}45 \cdot 610^4}{14{,}4 \cdot 10^9} = 1{,}3\ см.$$

Кратковременную деформацию f_2 от длительно действующей нагрузки $q = 685$ *кг* определяем при следующих данных:

$$M = \frac{685 \cdot 6{,}1^2}{8} = 3180\ кгм; \quad \psi_а = 1{,}3 - 1{,}1\,\frac{1300}{3180} = 0{,}89.$$

$$B = \frac{27{,}5 \cdot 25{,}2}{\dfrac{0{,}89}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 12{,}06} + \dfrac{0{,}9}{(0{,}80+0{,}188) \cdot 28 \cdot 27{,}5 \cdot 0{,}265 \cdot 10^6 \cdot 0{,}5}} = 15{,}8 \cdot 10^9.$$

$$f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{6{,}85 \cdot 610^4}{15{,}8 \cdot 10^9} = 0{,}78\ см.$$

Определяем полную деформацию f_3 от длительно действующей части нагрузки.
Вычисляем $\psi_а$ по формуле (I.102) при $s = 0{,}8$

$$\psi_а = 1{,}3 - 0{,}8\,\frac{1300}{3180} = 0{,}97.$$

Жесткость B

$$B = \frac{27{,}5 \cdot 25{,}2}{\dfrac{0{,}97}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 12{,}06} + \dfrac{0{,}9}{(0{,}80+0{,}188) \cdot 28 \cdot 27{,}5 \cdot 0{,}265 \cdot 10^6 \cdot 0{,}15}} = 10{,}5 \cdot 10^9.$$

$$f_3 = \frac{5}{384} \cdot \frac{6{,}85 \cdot 610^4}{10{,}5 \cdot 10^9} = 1{,}17\ см.$$

Суммарный прогиб по формуле (I.110)

$$f = f_1 - f_2 + f_3 = 1{,}30 - 0{,}78 + 1{,}17 = 1{,}69\ см.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{1{,}69}{610} = \frac{1}{310} < \frac{1}{200}.$$

Расчет корытообразных панелей по таблице. Корытообразные панели могут быть рассчитаны и по табл. VII.4. В ней приведены расчетный пролет панели $l_р$ в *м*; расчетная нагрузка на 1 *м* q в *кг*; площадь поперечного сечения продольной арматуры ребер периодического профиля $F_а$ в *см*^{2}; диаметр поперечных стержней и шаг между ними u. Каждое ребро корытообразной панели (когда плита в растянутой зоне) армируется двумя сварными каркасами с односторонней приваркой продольных стержней (рис. VII.27). Диаметр монтажных стержней принимается на 2 *мм* больше диаметра поперечных стержней. Сжатые стержни соединяются между собой шпилькой с шагом, равным u.

Рис. VII 27. Поперечный разрез панели.

Пример 6. Найти сечение ребер корытообразной панели $b \times h$, площадь продольной арматуры ребер $F_а$, диаметр поперечных стержней d_2 и шаг между поперечными стержнями по длине ребер u.

Дано: $l_р = 5{,}60$ *м*; $q = 700$ *кг* на 1 *м* панели.

По табл. VII 4 на пересечении l и q находим: $b \times h = 10 \times 30$ *см*; $F_а = 4 \varnothing 12$ А-II; $d_2 = 5$ *мм*; $u = 15$ *см*.

СПЛОШНЫЕ ПАНЕЛИ

Сплошные панели представляют собой одно-, двух- и трехслойные плиты, опертые по двум сторонам (рис. VII.28, *а*) или по контуру (рис. VII.28, *б*).

Однослойные панели изготовляются из одного вида бетона марки не ниже 150. Пролет однослойной панели (плиты) ограничен — обычно не превышает 320—360 *см* при толщине 8—12 *см* (рис. VII.29, *а*).

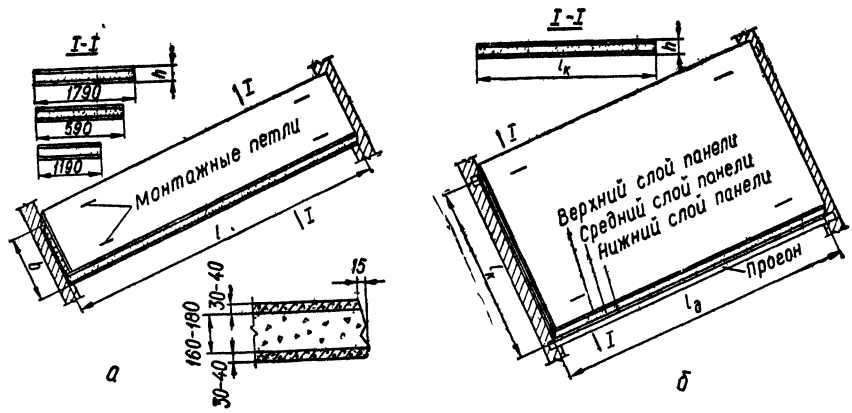


Рис. VII 28. Сплошные панели:
а — опертые по двум сторонам, *б* — опертые по контуру.

Сплошные однослойные панели бо́льших пролетов обычно не применяются как экономически невыгодные. Однослойные панели часто окаймляются по периметру снизу ребрами, образующими шатер размером на комнату. Шатровая панель может быть оперта по периметру (см. рис. VII.10, *г*) или в отдельных точках — на столики из закладных стальных деталей, забетонированных в стойки (см. рис. VII.10, *д*). В первом случае ребра панели не работают на изгиб, так как нагрузка

Таблица VII.4

Подбор сечений ребер и арматуры корытообразных панелей по заданному пролету l и нагрузке q

Пролет l_p, в м	Сечение ребер $b \times h$ в см	Арматура	Расчетная нагрузка на 1 м панели q в кг					
			500	600	700	800	900	1000
3,00	8×16	F_a d_2/u	4⌀10 5/10	4⌀10 5/10	4⌀10 5/10	4⌀12 5/10	4⌀12 5/10	2⌀12+2⌀14 5/10
3,20	8×16	F_a d_2/u	4⌀10 5/10	4⌀10 5/10	4⌀12 5/10	4⌀12 15/10	2⌀12+2⌀14 15/10	— —
3,40	8×16	F_a d_2/u	4⌀10 5/10	4⌀12 5/10	4⌀12 5/10	4⌀14 5/10	— —	— —
3,60	8×22	F_a d_2/u	4⌀10 5/15	4⌀10 5/15	4⌀10 5/15	2⌀10+2⌀12 5/15	4⌀12 5/15	2⌀12+2⌀14 5/15
3,80	8×22	F_a d_2/u	4⌀10 5/15	4⌀10 5/15	2⌀10+2⌀12 5/15	4⌀10 5/15	2⌀10A-II+ +2⌀12A-II 5/15	4⌀12A-II 5/15
4,00	8×22	F_a d_2/u	4⌀10 5/15	2⌀10+2⌀12 5/15	2⌀12+2⌀12 5/15	4⌀12 5/15	4⌀12A-II 5/15	4⌀14 5/15
4,20	10×22	F_a d_2/u	4⌀10 5/15	4⌀10A-II 5/15	4⌀12 5/15	2⌀12+2⌀14 5/15	4⌀12A-II 5/15	2⌀12A-II+2⌀14A-II 6/15

4,40	10×22	F_a d_2/u	2⌀10+2⌀12 5/15	4⌀12 5/15	2⌀10A-II+ +2⌀12A-II 5/15	4⌀12A-II 5/15	2⌀12A-II+ +2⌀15A-II 6/15	4⌀14A-II 6/15
4,60	10×22	F_a d_2/u	2⌀10+2⌀12 5/15	4⌀12 5/15	2⌀12+ +2⌀14 5/15	4⌀14 5/15	4⌀14A-II 6/15	— —
4,80	10×22	F_a d_2/u	4⌀12 5/15	2⌀10A-II+ +2⌀12A-II 5/15	4⌀12A-II 5/15	2⌀12A-II+ +2⌀14A-II 6/20	4⌀14A-II 6/20	— —
5,00	10×22	F_a d_2/u	4⌀12 5/15	4⌀12A-II 5/15	2⌀12A-II+ +2⌀14A-II 6/15	4⌀14A-II 6/15	2⌀14A-II+ +2⌀16A-II 6/15	— —
5,20	10×25	F_a d_2/u	4⌀12 5/15	2⌀10A-II+ +2⌀12A-II 5/15	4⌀12A-II 5/15	2⌀12A-II+ +2⌀14A-II 6/15	2⌀14A-II+ +2⌀16A-II 6/15	4⌀16A-II 6/15
	10×30	F_a d_2/u	4⌀10 5/15	4⌀12 5/15	2⌀10A-II+ +2⌀12A-II 5/15	4⌀12A-II 5/15	2⌀12A-II+ +2⌀14A-II 5/15	4⌀14A-II 5/15
5,40	10×25	F_a d_2/u	4⌀12 5/15	4⌀12A-II 5/15	2⌀12A-II+ +2⌀12A-II 5/15	4⌀14A-II 6/15	2⌀14A-II+ +2⌀16A-II 6/15	— —
	10×30	F_a d_2/u	2⌀10+2⌀12 5/15	4⌀12 5/15	2⌀12+2⌀14 5/15	4⌀14 5/15	4⌀16 5/15	2⌀14A-II+2⌀16A-II 5/15

Продолжение табл. VII.4

Пролет l_p в *м*	Сечение ребер $b \times h$ в *см*	Арматура	Расчетная нагрузка на 1 *м* панели *q* в *кг*					
			500	600	700	800	900	1000
5,60	10×30	F_a d_2/u	2Ø10+2Ø12 5/15	4Ø12 5/15	4Ø12A-II 5/15	2Ø12A-II+ +2Ø14A-II 5/15	4Ø14A-II 5/15	2Ø14A-II+2Ø16A-II 6/15
5,80	10×30	F_a d_2/u	4Ø10A-II 5/15	2Ø10A-II+ +2Ø12A-II 5/20	4Ø12A-II 5/20	2Ø12A-II+ +2Ø14A-II 5/20	4Ø14A-II 5/20	2Ø14A-II+2Ø16A-II 6/20
6,00	10×30	F_a d_2/u	4Ø12 5/15	4Ø12A-II 5/15	4Ø14 5/15	4Ø14A-II 5/15	2Ø14A-II+ +2Ø16A-II 6/15	4Ø16A-II 6/15
6,20	10×30	F_a d_2/u	4Ø12 5/15	4Ø12A-II 5/15	2Ø12A-II+ +2Ø14A-II 5/15	4Ø14A-II 6/15	2Ø14A-II+ +2Ø16A-II 6/15	4Ø16A-II 6/15
6,40	12×30	F_a d_2/u	2Ø10A-II+ +2Ø22A-II 5/15	4Ø12A-II 5/15	2Ø12A-II+ +2Ø14A-II 5/15	4Ø16 6/15	2Ø14A-II+ +2Ø16A-II 6/15	4Ø16A-II 6/15

Примечания: 1. Бетон для панели — марки 200 и выше. Продольная арматура стали класса А-II; поперечная арматура и продольная без указания класса — из стали класса А-I

2. В таблице d_2 приведено в *мм*, а *u* — в *см*.

от панели передается на ригель каркаса, на стены или на несущие перегородки, и размеры ребер принимаются из конструктивных соображений высотой 12—16 *см* и служат для образования карниза. Во втором случае окаймляющие ребра, их сечение и армирование принимаются по расчету — на нагрузку, приходящуюся на них от панели.

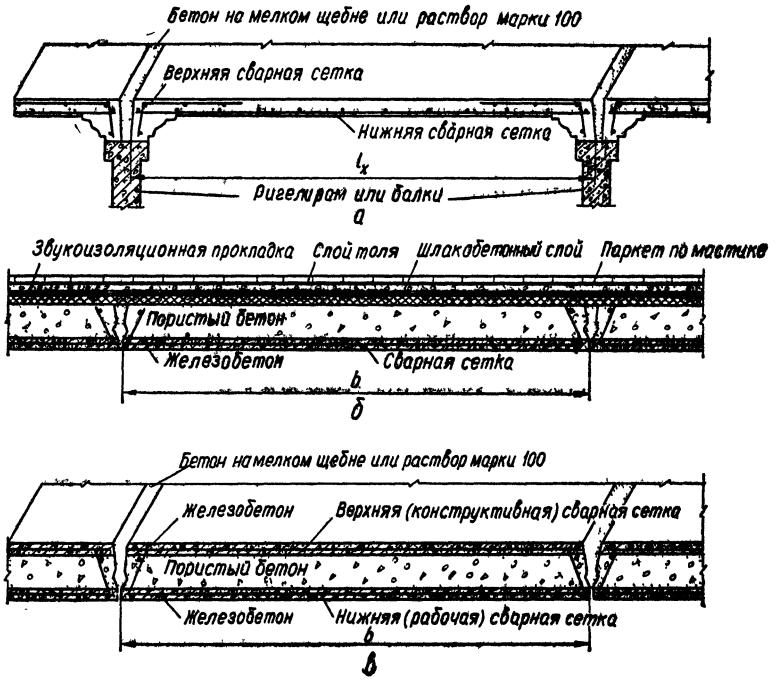


Рис. VII.29. Типы панелей:
а — однослойная; *б* — двухслойная, *в* — трехслойная.

Благодаря работе в двух направлениях плита имеет небольшую толщину и является весьма экономичной.

Двух- и трехслойные панели изготовляются из двух видов бетона: нижний слой — из тяжелого бетона марки не ниже 200, средний в трехслойной панели (рис. VII.29, *в*) и верхний в двухслойной (рис. VII.29, *б*) — из легкого (пористого) бетона; верхний в трехслойной панели — из тяжелого бетона. Пролет двухслойной панели следует принимать не более 480—520 *см* при общей толщине 16—18 *см*; пролет трехслойной панели может быть доведен до 600—640 *см* при толщине 22 *см*.

Совместная работа сплошной панели, составленной из двух или трех слоев, возможна и обеспечивается сцеплением бетона между слоями.

Исследования на изгиб до разрушения показали, что причиной разрушения во всех случаях было достижение рабочей арматурой предела текучести, но не расслоение.

Нижний слой панели принимается толщиной 3—3,5 *см*. В нем размещается рабочая арматура — сварная сетка с рабочими стержнями в одном или двух направлениях в зависимости от того, является ли панель опертой по двум сторонам или по контуру.

Средний слой в трехслойной панели работает в основном на скалывание. Учитывая, что скалывающие напряжения в плитах невелики (2—3 *кг/см*^{2}), бетон для этого слоя принимается небольшой проч-

ности — марки 50—75 на шлаковом или другом пористом заполнителе. Этот слой имеет толщину 12—16 *см* и служит заполнением для получения требуемой полной высоты h панели и одновременно выполняет функции тепло- и звукоизоляции.

Верхний слой трехслойной панели работает на сжатие и принимается толщиной 3—4 *см* и армируется конструктивной сварной сеткой из стержней диаметром 3—4 *мм*. Толщина верхнего слоя должна быть больше или равна высоте сжатой зоны бетона. При подборе сечения растянутой арматуры в двухслойных панелях следует учитывать фактическую марку бетона верхнего слоя, т. е. принимать соответствующее плечо внутренней пары сил $z=\gamma h_0$.

Сплошные железобетонные панели имеют гладкие (верхнюю и нижнюю) поверхности и просты в изготовлении. Недостатком сплошных панелей является относительно большой собственный вес и несколько завышенный расход цемента.

Пример 7. Рассчитать сплошную однослойную панель (рис. VII.30), опертую по контуру и окаймленную по периметру ребрами (шатровая панель). Размеры панели в плане $l_д=5{,}50$ *м*; $l_к=3{,}30$ *м*. Нагрузка $g^н=360$ *кг/м²*; $p^н=200$ *кг/м²*; $q=g^н n_п+p^н n_в=360\cdot 1{,}1+200\cdot 1{,}4=676$ *кг/м²*. Бетон марки 200 ($R_н=100$ *кг/см²*). Арматура — обыкновенная проволока диаметром 6—10 *мм* ($R_а=2500$ *кг/см²*).

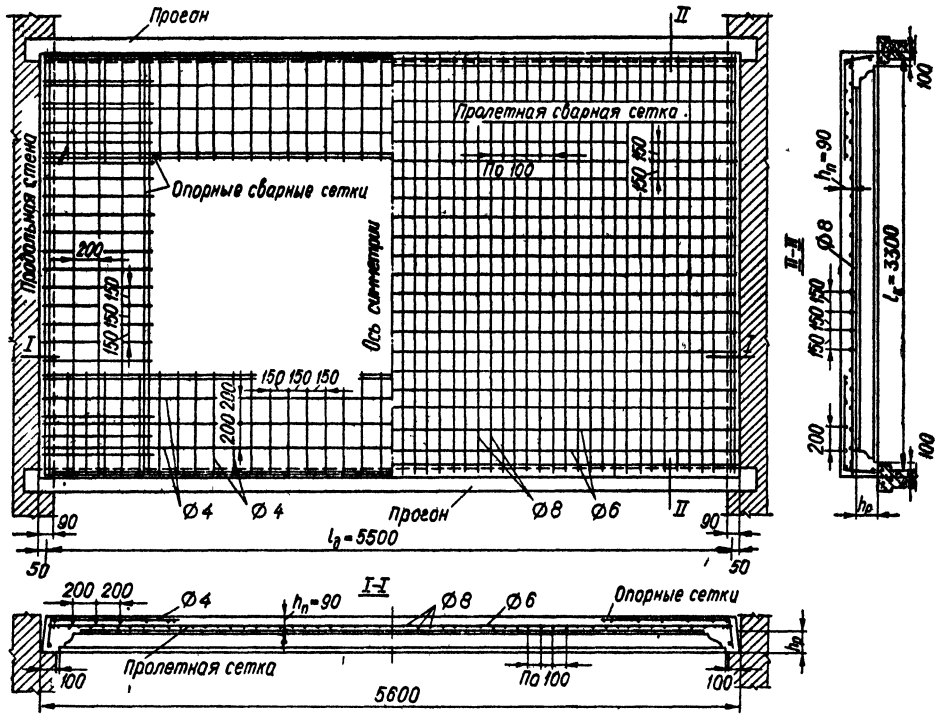


Рис. VII.30. К примеру 7.

Находим отношение расчетных пролетов

$$\frac{l_д}{l_к}=\frac{550}{330}=1{,}6.$$

По табл. VII.5 коэффициенты распределения нагрузки по пролетам $l_к$ и $l_д$

$$c_1=0{,}868;\quad c_2=0{,}132.$$

Нагрузка, приходящаяся по направлению короткого пролета $l_к$,

$$q_к = qc_1 = 676 \cdot 0{,}868 = 585 \text{ кг/м}^2;$$

по направлению длинного пролета $l_д$

$$q_д = qc_2 = 676 \cdot 0{,}132 = 89 \text{ кг/м}^2.$$

По найденным нагрузкам вычисляем пролетные моменты, изгибающие панель в направлениях $l_к$ и $l_д$.

Момент в направлении $l_к$

$$M_к = 0{,}125 q_к l_к^2 = 0{,}125 \cdot 585 \cdot 3{,}30^2 = 797 \text{ кгм/м}^2.$$

Момент в направлении $l_д$

$$M_д = 0{,}125 q_д l_д^2 = 0{,}125 \cdot 89 \cdot 5{,}50^2 = 336 \text{ кгм/м}^2.$$

Задаемся толщиной плиты $h=9$ *см* ($h_0=7{,}5$ *см*).

По формуле (I.40) определяем величину коэффициента A_0

$$A_0 = \frac{M_к}{bh_0^2 R_и} = \frac{79\,700}{100 \cdot 7{,}5^2 \cdot 100} = 0{,}142.$$

По табл. I.16 (интерполируя) находим соответствующий коэффициент $\gamma_0=0{,}922$.

По формуле (I.41) определяем площадь поперечного сечения арматуры сетки при $h_0=7{,}5$ *см* в коротком направлении и при $h_0=6{,}7$ *см* в длинном

$$F_{а.к} = \frac{79\,700}{0{,}922 \cdot 7{,}5 \cdot 2500} = 4{,}6 \text{ см}^2;$$

$$F_{а.д} = \frac{83\,600}{0{,}922 \cdot 6{,}7 \cdot 2500} = 2{,}54 \text{ см}^2.$$

Принимаем сварные сетки: в пролете с рабочими стержнями в двух направлениях диаметром 8 и 6 *мм* и соответственно с шагом *u*, равным 10 и 15 *см*; на опорах из стержней диаметром 4 *мм* с шагом 20 *см*. Сварные сетки могут быть приняты также по табл. 18 приложения.

СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ БАЛКИ ПЕРЕКРЫТИЙ

Сборные железобетонные балки перекрытий обычно имеют небольшие размеры поперечного сечения и поэтому рассчитываются на прочность и на жесткость. Балки, как правило, устраиваются однопролетными и укладываются в перекрытие на расстояниях 1—2 *м*. Для опирания заполнения (плит) у боковых граней балки устраиваются четверти.

Пример 8. Рассчитать сборную железобетонную балку перекрытия при таких данных: расчетный пролет балки $l=6{,}0$ *м*; расчетная нагрузка на 1 *м* балки $q=700$ *кг*; бетон марки 200 ($R_и=100$ *кг/см*^{2}); арматура — сталь класса А-II периодического профиля ($R_а=2700$ *кг/см*^{2}).

Производим расчет балки на прочность. Сечение балки принимаем 12×30 *см* ($h_0=27$ *см*). Определяем процент продольной растянутой арматуры, диаметр поперечных стержней d_2, шаг между ними *u*.

Расчетный изгибающий момент

$$M = 0{,}125 \cdot ql^2 = 0{,}125 \cdot 700 \cdot 6{,}0^2 = 3150 \text{ кгм}.$$

Поперечная сила

$$Q = q \cdot 0{,}5l = 700 \cdot 0{,}5 \cdot 6{,}0 = 2100 \text{ кг}.$$

По формуле (I.40) определяем величину коэффициента A_0

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_и} = \frac{315\,000}{12 \cdot 27^2 \cdot 100} = 0{,}36.$$

По табл. I.16 находим соответствующий величине $A_0=0{,}36$ коэффициент $\gamma_0=0{,}764$.

По формуле (I.41) определяем площадь поперечного сечения продольной арматуры

$$F_а = \frac{M}{\gamma_0 h_0 R_а} = \frac{315\,000}{0{,}764 \cdot 27 \cdot 2700} = 5{,}67 \text{ см}^2, \text{ или } 2 \varnothing 20 \text{ А-II}.$$

Сжатую (монтажную) арматуру принимаем из двух стержней диаметром 10 *мм* ($F_а=1{,}57$ *см*^{2}).

Проверяем, нужно ли рассчитывать балку на поперечную силу. По формуле I.66 находим

$$bh_0R_p = 12 \cdot 27 \cdot 7{,}2 = 2340 \text{ кг} \approx Q = 2100 \text{ кг}.$$

Расчета не требуется. Принимаем поперечные стержни (см. табл. 1.8) $d_2=8$ *мм* с шагом $u=15$ *см*. Армирование балки приведено на рис. VII 31

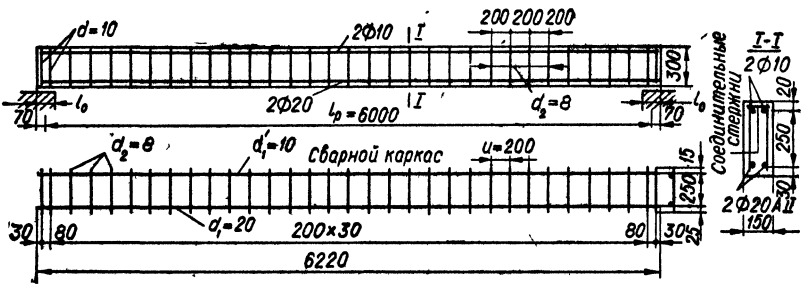


Рис. VII.31. К примеру 8.

Производим расчет балки по деформациям. Прогиб балки посредине пролета определяем по формуле (I.110).

Изгибающий момент от полной нормативной нагрузки $q=600$ *кг/м*

$$M = \frac{600 \cdot 6{,}0^2}{8} = 2700 \text{ кгм}.$$

При прямоугольном сечении величина $\gamma_1=0$ и формула (I.100) для вычисления величины ξ имеет такой вид

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1}{10\mu n}\,[1 + 5(L + T)]},$$

где

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{7{,}60}{12 \cdot 27} = 0{,}0234;$$

$$n = \frac{E_a}{E_б} = \frac{2{,}1 \cdot 10^6}{0{,}265 \cdot 10^6} = 7{,}9;$$

$$L = \frac{M}{bh_0^2R_и^н} = \frac{270\,000}{12 \cdot 27^2 \cdot 180} = 0{,}171;$$

$$T = \gamma' = \frac{nF_a'}{\nu bh_0} = \frac{7{,}9 \cdot 1{,}57}{0{,}5 \cdot 12 \cdot 27} = 0{,}070;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1}{10 \cdot 0{,}0234 \cdot 7{,}9}\,[1 + 5\,(0{,}170 + 0{,}70)]} = 0{,}536.$$

Так как сечение прямоугольное и $\gamma'=0$, формула (I.101) для вычисления величины z_1 принимает вид

$$z_1 = h_0\left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = 27{,}0\left(1 - \frac{0{,}536}{2}\right) = 21{,}4 \text{ см}.$$

Вычисляем $W_{б.т}$. При прямоугольном сечении ($\gamma'=\gamma_1=0$) формула (I.104) принимает вид

$$W_{б.т} = bh^2\left[(1 - \xi_т)\left(\frac{1}{2} + \frac{\xi_т}{6}\right)\right],$$

где

$$\xi_т = \frac{1}{2} = 0{,}5;$$

$$W_{б.т} = 12 \cdot 30^2\left[(1 - 0{,}5)\left(\frac{1}{2} + \frac{0{,}5}{6}\right)\right] = 3140 \text{ см}^3.$$

Вычисляем $M_{б\,т}$ по формуле (I 103)

$$M_{б\,т} = 0{,}8R_p^н W_{б\,т} = 0{,}8 \cdot 16 \cdot 3140 = 40\,000 \text{ кгсм} = 400 \text{ кгм}.$$

Определяем прогиб от кратковременного действия всей нагрузки f_1.
Значение $\psi_а$ по формуле (I 102) при $s=1{,}1$ равно

$$\psi_а = 1{,}3 - s\,\frac{M_{б\,т}}{M} = 1{,}3 - 1{,}1\,\frac{400}{2700} = 1{,}14.$$

Согласно указаниям норм принимаем $\psi_а = 1{,}0$
Вычисляем по формуле (I 107) жесткость B при $\psi_а = 1$, $\nu = 0{,}5$ и $\gamma' = 0$

$$B = \frac{h_0 z_1}{\dfrac{\psi_а}{E_а F_а} + \dfrac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\, b h_0 E_б \nu}} = \frac{27{,}0 \cdot 21{,}4}{\dfrac{1{,}0}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 7{,}6} + \dfrac{0{,}9}{0{,}356 \cdot 12 \cdot 27 \cdot 0{,}265 \cdot 10^6 \cdot 0{,}5}} =$$

$$= 4{,}78 \cdot 10^9.$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{6{,}0 \cdot 600^4}{4{,}78 \cdot 10^9} = 2{,}10 \text{ см}$$

Определяем начальный прогиб f_2 от длительно действующей части нагрузки.
Значение $\psi_а$ по формуле (I,102) при $s=1{,}1$ и

$$M = \frac{320 \cdot 60^2}{8} = 1440 \text{ кгм}$$

$$\psi_а = 1{,}3 - 1{,}1\,\frac{400}{1440} = 1{,}0.$$

Так как $\psi_а$ одинаково при вычислении f_1 и f_2, жесткость B в обоих случаях одинакова

$$f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{3{,}2 \cdot 600^4}{4{,}78 \cdot 10^9} = 1{,}12 \text{ см}.$$

Вычисляем полную деформацию f_3 от длительно действующей части нагрузки при $s=0{,}8$

$$\psi_а = 1{,}3 - 0{,}8\,\frac{400}{1440} = 1{,}08;$$

принимаем $\psi_а = 1{,}0$.
Вычисляем жесткость B по формуле (I 107) при $\psi_а = 1$, $\nu = 0{,}15$ и $\gamma' = 0$

$$B = \frac{27{,}0 \cdot 21{,}4}{\dfrac{1{,}0}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 7{,}6} + \dfrac{0{,}9}{0{,}356 \cdot 12 \cdot 27 \cdot 0{,}265 \cdot 10^6 \cdot 0{,}15}} = 2{,}26 \cdot 10^9.$$

$$f_3 = \frac{5}{384} \cdot \frac{3{,}2 \cdot 600^4}{2{,}26 \cdot 10^9} = 2{,}4 \text{ см}.$$

Суммарный прогиб

$$f = 2{,}10 - 1{,}12 + 2{,}40 = 3{,}38 \text{ см};$$

$$\frac{f}{l} = \frac{3{,}38}{600} = \frac{1}{178} > \frac{1}{200}.$$

Так как прогиб больше нормативного, увеличиваем ширину балки и учитываем в расчете сжатую арматуру 2 Ø 12 Принимаем $b = 16$ *см*.
Вычисляем ξ для прямоугольного сечения по формуле (I 100),
где

$$\mu = \frac{F_а}{b h_0} = \frac{7{,}6}{16 \cdot 27} = 0{,}0177;$$

с учетом работы сжатой арматуры $F_а' = 2{,}26$ *см*²

$$\gamma' = \frac{\dfrac{n}{\nu} F_а'}{b h_0} = \frac{\dfrac{7{,}9}{0{,}5} \cdot 2{,}26}{16 \quad 27} = 0{,}083;$$

$$L = \frac{M}{bh_0^2 R_и^н} = \frac{270\,000}{16 \quad 27^2 \cdot 180} = 0{,}128.$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5(L + T)}{10\mu n}} = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5(0{,}128 + 0{,}083)}{10 \cdot 0{,}0177 \cdot 7{,}9}} = 0{,}306.$$

Вычисляем z_1 по формуле (I 101) при $\gamma' = 0{,}083$ и $h_п' = 0$

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\dfrac{h_п'}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right] = 27\left[1 - \frac{0 + 0{,}306^2}{2(0{,}083 + 0{,}306)}\right] = 23{,}8 \text{ см}.$$

Вычисляем $W_{б\,т}$ по формуле (I 104) при $\gamma_1 = 0$, $\gamma_1' = 0$ и $\xi_т = 0{,}5$

$$W_{б.т} = bh^2\left[(1 - \xi_т)\left(\frac{1}{2} + \frac{\xi_т}{6}\right)\right] = 16 \cdot 30^2\left[(1 - 0{,}5)\left(\frac{1}{2} + \frac{0{,}5}{6}\right)\right] = 4160 \text{ см}^3.$$

Вычисляем $M_{б\,т}$ по формуле (I 103)

$$M_{б\,т} = 0{,}8 R_р^н W_{б\,т}' = 0{,}8 \cdot 16 \cdot 4160 = 53\,200 \text{ кгсм} = 532 \text{ кгм}.$$

Прогиб от кратковременного действия всей нагрузки f_1 определяем при следующих данных.

$$\psi_а = 1{,}3 - 1{,}1\,\frac{532}{2700} = 1{,}08$$

Полагаем $\psi_а = 1{,}0$ Жесткость B при $\psi_а = 1$

$$B = \frac{27{,}0 \cdot 23{,}8}{\dfrac{1{,}0}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 7{,}6} + \dfrac{0{,}9}{(0{,}083 + 0{,}312) \cdot 16 \cdot 27 \cdot 0{,}265 \cdot 10^6 \cdot 0{,}5}} = 6{,}25 \cdot 10^9.$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{6{,}0 \cdot 600^4}{6{,}25 \cdot 10^9} = 1{,}62 \text{ см}.$$

Начальный прогиб f_2 от длительно действующей части нагрузки определяем при $M = 1440$ кгм.

$$\psi_а = 1{,}3 - 1{,}1\,\frac{532}{1440} = 0{,}9.$$

$$B = \frac{27{,}0 \cdot 23{,}8}{\dfrac{0{,}9}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 7{,}6} + \dfrac{0{,}9}{(0{,}083 + 0{,}312) \cdot 16 \cdot 27 \cdot 0{,}265 \cdot 10^6 \cdot 0{,}5}} = 6{,}65 \cdot 10^9.$$

$$f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{3{,}2 \cdot 600^4}{6{,}65 \cdot 10^9} = 0{,}80 \text{ см}.$$

Определяем полную деформацию от длительно действующей части нагрузки f_3.

$$\psi_а = 1{,}3 - 0{,}8\,\frac{532}{1440} = 1{,}0.$$

$$B = \frac{27{,}0 \cdot 23{,}8}{\dfrac{1{,}0}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 7{,}6} + \dfrac{0{,}9}{(0{,}083 + 0{,}312) \cdot 16 \cdot 27 \cdot 0{,}265 \cdot 10^6 \cdot 0{,}15}} = 3{,}32 \cdot 10^9.$$

$$f_3 = \frac{5}{384} \cdot \frac{3{,}2 \cdot 600^4}{3{,}32 \cdot 10^9} = 1{,}62 \text{ см}$$

Суммарный прогиб по формуле (I 110)

$$f = 1{,}62 - 0{,}80 + 0{,}62 = 2{,}44 \text{ см};$$

$$\frac{f}{l} = \frac{2{,}44}{600{,}0} = \frac{1}{246} < \frac{1}{200}.$$

РИГЕЛИ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ И ПРОГОНЫ

Ригели каркасов располагаются в плане поперек или вдоль здания. Поперек здания ригели, как правило, размещаются в плоскостях перегородок; при этом панели перекрытий укладываются вдоль здания и имеют обычно небольшие пролеты (3,0—4,0 *м*), равные шагу планировочной сетки. Этот вариант раскладки панелей является более экономичным, чем расположение панелей поперек здания. Вдоль здания ригели располагаются, когда требуются большие помещения с гладкими потолками.

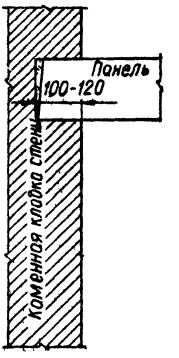


Рис VII 32 Опирание панели на кладку стен.

Ригели сборных каркасов представляют собой балки, защемленные в стойках или шарнирно опертые на концах у граней стоек. На кладку стен ригели опираются свободно (рис. VII.32).

Поперечное сечение ригелей (прогонов), в отличие от сечений балок перекрытий, принимается с отношением $b : h = \frac{1}{4} \div \frac{1}{5}$, шириной b, равной 10—18 *см* (рис. VII.33), и высотой h, равной 40—70 *см*, в зависимости от пролета l и приходящейся на *м* нагрузки q. Такая небольшая ширина ригеля позволяет скрыть его в плоскости перегородок, что не мешает архитектурному оформлению потолка и стен. Наименьшая ширина ригеля поверху при двустороннем опирании панелей перекрытий принимается 16—18 *см*; опирание каждой панели должно быть не менее 8—9 *см*; на каменной кладке 10—12 *см*. При меньшей ширине ригеля для опирания панелей устраиваются полки.

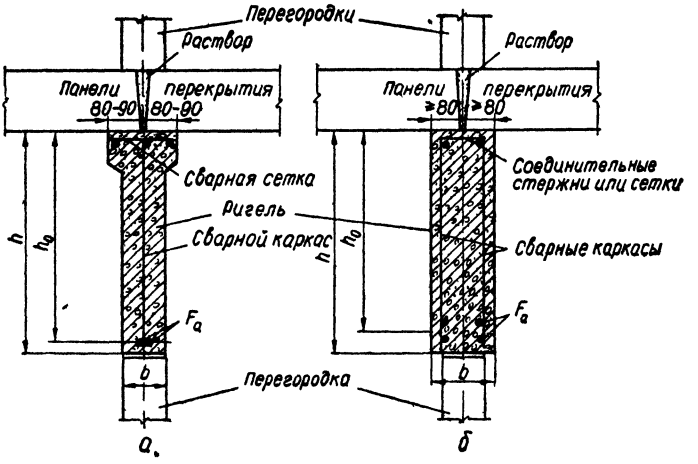


Рис. VII 33. Армирование ригелей (прогонов):
а — одним сварным каркасом, *б* — двумя и большим числом сварных каркасов.

Если из архитектурных соображений требуется, чтобы выступающая из потолка часть ригеля (прогона) имела небольшие размеры (при отсутствии в помещении перегородок), ригель уширяется и полки устраиваются ниже верха ригеля на толщину панели (рис. VII.34).

Армирование ригелей (прогонов) обычно производится: при ширине ригеля b, равной 10—12 *см* (рис. VII.33, *а*),— одним сварным каркасом посредине; при большей ширине ригеля (рис.

VII.33, *б*) — двумя и большим числом каркасов. Стержни в сжатой зоне связываются соединительными стержнями или сварной сеткой. Полки ригелей армируются стержнями или сварной сеткой и рассчитываются как консоли.

Площадь продольной арматуры ригелей определяют по пролетному и опорному изгибающим моментам; площадь поперечных стержней — по поперечной силе. Величины моментов зависят от степени защемления ригеля в стойках. При определении усилий может быть учтено перераспределение моментов вследствие пластических деформаций.

Опорные моменты следует принимать такими по величине, чтобы они могли быть восприняты простыми по конструкции закладными деталями (см. рис. VII.37), например, двумя круглыми стержнями ∅ 16—24 А-II, пропущенными через стойку вверху ригеля.

Пример 9. Рассчитать ригель каркаса (рис. VII.35), частично защемленный на средней опоре (стойке) и свободно опертый на крайних опорах (на каменные стены). Расчетный пролет ригеля $l=6{,}0$ *м*. Расчетная нагрузка на 1 *м* ригеля от веса перекрытия, перегородки и собственного веса $q=2860$ *кг*. Бетон марки 200 ($R_н=100$ *кг/см²*). Арматура — сталь класса А-II периодического профиля ($R_а=2700$ *кг/см²*).

Определяем моменты по формулам:

в пролетах

$$M_п = 0{,}10ql^2 = 0{,}10 \cdot 2860 \cdot 6{,}0^2 = 10\,300 \text{ кгм};$$

на опоре

$$M_0 = -0{,}06ql^2 = -0{,}06 \cdot 2860 \cdot 6{,}0^2 = -6210 \text{ кгм}.$$

Поперечная сила в сечении у грани стойки

$$Q = 0{,}5ql + \frac{M_0}{l} = 0{,}5 \cdot 2860 \cdot 6{,}0 + \frac{6210}{6{,}0} = 9580 \text{ кг}.$$

Принимаем размеры поперечного сечения ригеля $b \times h = 16 \times 60$ *см* (рис. VII.36 и VII.37) и определяем площадь сечения продольной арматуры.

По формуле (I.40) при $h_0=60-5=55$ *см* определяем коэффициент A_0:

в пролете ($M_п=10300$ *кгм*)

$$A_0 = \frac{1\,030\,000}{16 \cdot 55^2 \cdot 100} = 0{,}213;$$

на опоре ($M_0=-6210$ *кгм*)

$$A_0 = \frac{621\,000}{16 \cdot 55^2 \cdot 100} = 0{,}129.$$

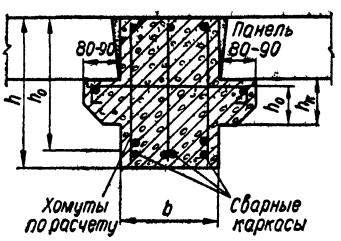


Рис VII 34 Детали ригеля (прогона) при отсутствии перегородок.

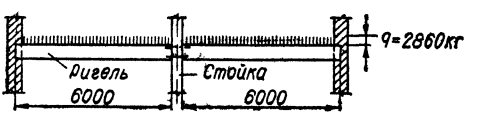


Рис. VII.35. К примеру 9.

По табл. I.16 (интерполируя) находим соответствующие коэффициенты γ_0: в пролете при $A_0=0{,}213$ $\gamma_0=0{,}878$; на опоре при $A_0=0{,}129$ $\gamma_0=0{,}930$.

По формуле (I 41) определяем площадь сечения продольной арматуры:

в пролете

$$F_а = \frac{1\,030\,000}{0{,}878 \cdot 55 \cdot 2700} = 7{,}9 \text{ см}^2, \text{ или } 4 \varnothing 16 \text{ А-II};$$

на опоре

$$F_a = \frac{621\,000}{0{,}930 \cdot 55 \cdot 2700} = 4{,}5\ см^2, \text{ или } 2\varnothing 14\ \text{А-II} + 2\varnothing 10\ \text{А-II}$$

Проверим, нужно ли рассчитывать поперечную арматуру. По формуле (I.62) находим

$$bh_0R_p = 16 \cdot 55 \cdot 7{,}2 = 6340\ кг < Q = 9580\ кг.$$

Так как $Q > bh\ R_p$, расчет необходим

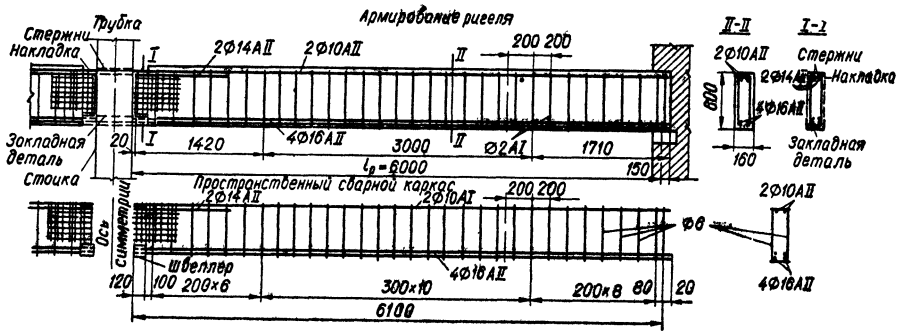


Рис VII 36 Ригель, частично защемленный одним концом в стойку, другим — свободно-опертый на каменную кладку.

Определяем максимальное расстояние между поперечными стержнями по формуле (I.66)

$$u_{макс} = \frac{0{,}1R_и bh_0^2}{Q} = \frac{0{,}1 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 55^2}{9580} = 50{,}5\ см.$$

Из конструктивных условий принимаем $u = 20\ см = \frac{h}{3}$.

По табл I 19 при $d_2 = 6$ *мм*, $n = 2$ и стали класса А-I находим величину $q_x = 24{,}1 \times 2 = 48{,}2$

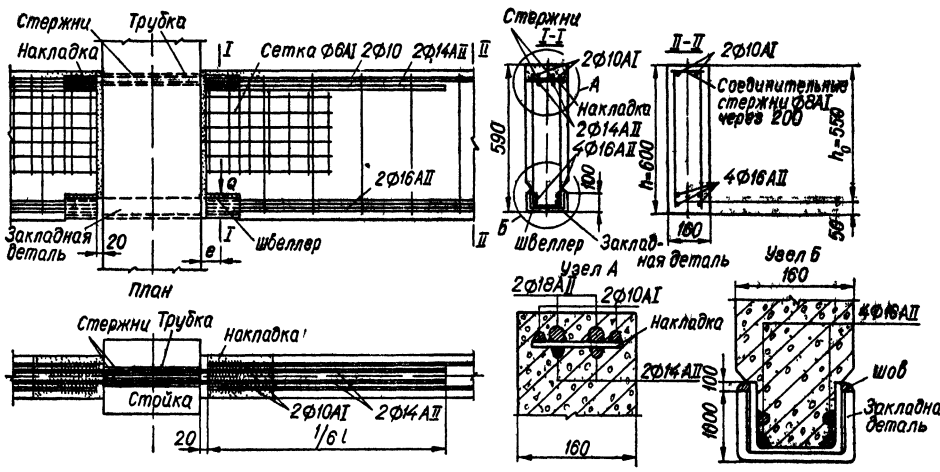


Рис. VII.37. Деталь сопряжения ригеля со стойкой

Несущая способность сечения (бетона и хомутов) по поперечной силе по формуле (I 69)

$$[Q_{x\,б}] = \sqrt{0{,}6R_и bh_0^2 q_x} - q_x u =$$

$$= \sqrt{0{,}6 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 55^2\ \ 48{,}2} - 48{,}2 \cdot 20 = 10\,840\ кг > Q = 9580\ кг.$$

Верхняя продольная арматура каркасов принята из стержней диаметром 10 *мм*. В пределах пролета (в сжатой зоне) эти стержни соединяются горизонтальными стержнями диаметром 6 *мм* с шагом 30 *см*, которые защищают продольную сжатую арматуру от продольного изгиба и усиливают сжатую зону бетона.

Ригель укладывают на консоль (закладную деталь) из швеллера, забетонированного в стойку. Швеллер работает на изгиб и срез от силы $Q=9580$ *кг*. Момент, изгибающий швеллер (см. рис. VII.37)

$$M = Qe = 9580 \cdot 7 = 67\,000 \text{ кгсм}.$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_т = \frac{M}{R} = \frac{67\,000}{2100} = 32 \text{ см}^3.$$

Момент сопротивления прокатного швеллера № 16 равен 13,8 $см^3 < W_т$.

Поэтому принимаем швеллер из листовой стали $\delta=12$ *мм* с моментом сопротивления (пренебрегая горизонтальной полкой)

$$W = \frac{1{,}2 \cdot 2 \cdot 10^2}{6} = 40 \text{ см}^3.$$

Растягивающее усилие на опоре воспринимается закладной деталью из двух стержней диаметром 18 *мм*, пропущенных через трубки и приваренных к накладке. Трубки забетонированы в стойку при ее изготовлении. Продолжением рабочей арматуры на опоре служат монтажные стержни 2 ∅ 10, приваренные к накладке сверху, и два коротких стержня ∅ 14 А-II, приваренных к накладке снизу. Вместе они составляют площадь $F_а=4{,}65$ $см^2$, необходимую для восприятия растягивающего усилия на опоре. Длина двусторонних фланговых швов для прикрепления арматуры к закладным деталям принята $5d$; высота шва $h=0{,}25d$. Рабочая арматура ригеля приварена к швеллеру, который в свою очередь приваривается к швеллеру консоли.

Так как отношение высоты сечения ригеля h к пролету l более $^1/_{16}$, проверку ригеля на жесткость не производим.

КЕССОННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Кессонное перекрытие (рис. VII.38) представляет собой вид ребристого перекрытия, в котором балки в плане образуют панели с отношением сторон $l_д : l_к < 2$. От обычного ребристого оно отличается

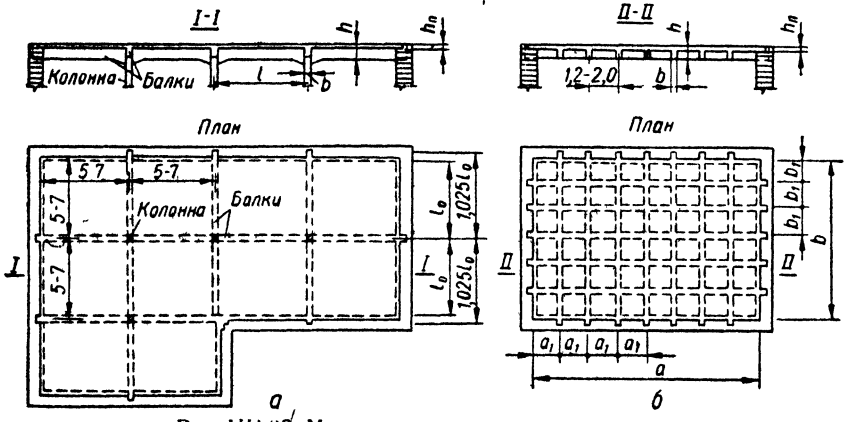


Рис. VII.38. Монолитные кессонные перекрытия:
а — с большими панелями; *б* — с малыми панелями.

тем, что плита распределяет нагрузку по двум направлениям и рассматривается как опертая по контуру. Последнее уменьшает величины изгибающих моментов в каждом направлении и этим дает возможность увеличивать пролеты плиты по сравнению с плитами, опертыми по двум сторонам.

В последнее время кессонные перекрытия выполняются, как правило, сборными (рис. VII.39).

Железобетонные плиты рекомендуется рассчитывать с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций. Учет перераспределения позволяет рациональнее разместить арматуру в конструкции и добиться экономии стали.

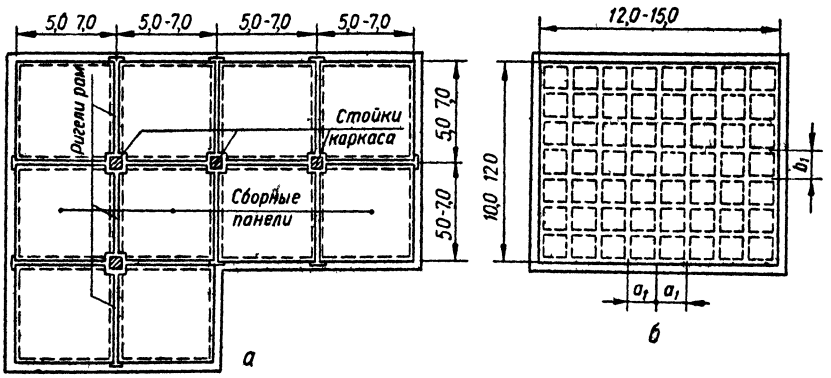


Рис. VII 39 Сборные кесонные перекрытия
а — из однослойных шатровых панелей, *б* — ребристая (кессонированная) панель.

На практике, однако, широко применяется и расчет плит, опертых по контуру, по упругой схеме. Нагрузка q, приходящаяся на единицу площади плиты, передается на опоры и распределяется по направлениям $l_к$ и $l_д$ в зависимости от длины и характера заделки краев плиты. При свободно опертой плите (рис. VII.39, *а*) нагрузка q распределяется по направлениям $l_к$ и $l_д$ обратно пропорционально пролетам плиты в четвертой степени *.

Величина нагрузки в каждом направлении может быть определена по формулам:

$$q_к = \frac{l_к^4}{l_к^4 + l_д^4}\, q = c_1 q; \quad q_д = \frac{l_д^4}{l_к^4 + l_д^4}\, q = c_2 q.$$

Коэффициенты пропорциональности c_1 и c_2 при отношении сторон $l_д : l_к = 1{,}0 \div 2{,}0$ приведены в табл VII.5.

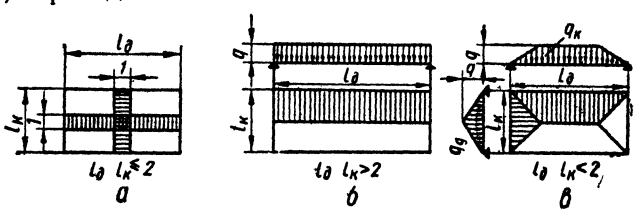


Рис. VII.40. Распределение нагрузки по направлениям $l_к$ и $l_д$ и передача нагрузки на опоры.
а — при $l_д : l_к < 2$, *б* — при $l_д : l_к > 2$; *в* — при $l_д : l_к < 2$.

Из табл. VII.5 видно, что при отношении сторон, равном 2,0, нагрузка q в плите, свободно опертой по контуру, распределяется так:

* Распределение нагрузки, приходящейся на единицу площади свободно опертой плиты, по двум взаимно перпендикулярным направлениям определяется из условия равенства прогибов мысленно выраженных двух взаимно пересекающихся полос посередине плиты шириной $b = 1$ и пролетом $l_к$ и $l_д$.

Таблица VII.5

Значения коэффициентов c_1 и c_2

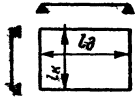
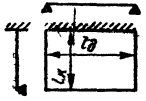
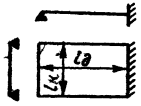
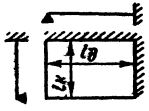
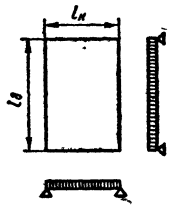
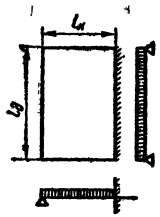
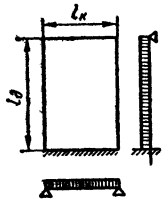
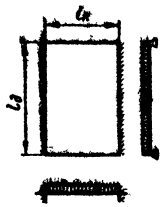
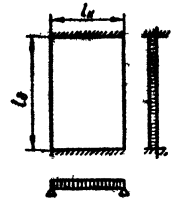
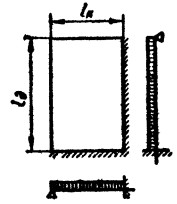
Схемы опирания	Обозначения коэффициентов	Отношение длинного пролета к короткому $l_д : l_к$										
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
	c_1	0,500	0,594	0,675	0,741	0,793	0,835	0,868	0,893	0,913	0,929	0,941
	c_2	0,500	0,406	0,325	0,259	0,207	0,165	0,132	0,107	0,087	0,071	0,059
	c_1	0,714	0,785	0,838	0,877	0,906	0,926	0,942	0,954	0,963	0,970	0,976
	c_2	0,286	0,285	0,162	0,123	0,094	0,074	0,058	0,046	0,037	0,030	0,024
	c_1	0,714	0,671	0,621	0,566	0,506	0,443	0,375	0,311	0,245	0,187	0,135
	c_2	0,286	0,329	0,379	0,434	0,494	0,557	0,625	0,689	0,755	0,813	0,865
	c_1	0,500	0,594	0,675	0,741	0,793	0,835	0,868	0,893	0,913	0,929	0,941
	c_2	0,500	0,406	0,325	0,259	0,207	0,165	0,132	0,107	0,087	0,071	0,059

Таблица VII.6

Коэффициенты α и β для расчета плит, опертых по контуру, при равномерно распределенной нагрузке

Соотношение сторон плиты	Схема 1  $M_{к.1}=\alpha_{к.1}P$; $M_{д.1}=\alpha_{д.1}P$		Схема 2  $M_{к.2}=\alpha_{к.2}P$; $M_{д.2}=\alpha_{д.2}P$; $\overline{M}_{к.2}=-\beta_{к.2}P$			Схема 3  $M_{к.3}=\alpha_{к.3}P$; $M_{д.3}=\alpha_{д.3}P$; $\overline{M}_{д.3}=-\beta_{д.3}P$		
$l_д : l_к$	$\alpha_{к.1}$	$\alpha_{д.1}$	$\alpha_{к.2}$	$\alpha_{д.2}$	$\beta_{к.2}$	$\alpha_{к.3}$	$\alpha_{д.3}$	$\beta_{д.3}$
1,00	0,0365	0,0365	0,0334	0,0273	0,0892	0,0273	0,0334	0,0893
1,05	0,0384	0,0347	0,0343	0,0252	0,0895	0,0293	0,0325	0,0883
1,10	0,0399	0,0330	0,0349	0,0231	0,0892	0,0313	0,0313	0,0867
1,15	0,0415	0,0314	0,0353	0,0213	0,0885	0,0332	0,0302	0,0844
1,20	0,0428	0,0298	0,0357	0,0196	0,0872	0,0348	0,0292	0,0820
1,25	0,0440	0,0282	0,0359	0,0179	0,0859	0,0363	0,0280	0,0791
1,30	0,0452	0,0268	0,0359	0,0165	0,0843	0,0378	0,0269	0,0760
1,35	0,0461	0,0253	0,0358	0,0152	0,0827	0,0391	0,0258	0,0726
1,40	0,0469	0,0240	0,0357	0,0140	0,0808	0,0401	0,0248	0,0688
1,45	0,0475	0,0225	0,0353	0,0128	0,0790	0,0411	0,0237	0,0654
1,50	0,0480	0,0214	0,0350	0,0119	0,0772	0,0420	0,0228	0,0620
1,55	0,0484	0,0201	0,0346	0,0109	0,0754	0,0427	0,0219	0,0586
1,60	0,0485	0,0189	0,0341	0,0101	0,0735	0,0433	0,0208	0,0553
1,65	0,0486	0,0179	0,0338	0,0093	0,0718	0,0437	0,0198	0,0519
1,70	0,0488	0,0169	0,0333	0,0086	0,0701	0,0441	0,0190	0,0489
1,75	0,0486	0,0158	0,0329	0,0080	0,0685	0,0443	0,0181	0,0460
1,80	0,0485	0,0148	0,0326	0,0075	0,0668	0,0444	0,0172	0,0432
1,85	0,0484	0,0140	0,0321	0,0069	0,0653	0,0445	0,0165	0,0407
1,90	0,0480	0,0133	0,0316	0,0064	0,0638	0,0445	0,0157	0,0382
1,95	0,0476	0,0125	0,0310	0,0060	0,0624	0,0444	0,0149	0,0359
2,00	0,0473	0,0118	0,0303	0,0056	0,0610	0,0443	0,0142	0,0338

Продолжение табл. VII.6

Соотношение сторон плиты	Схема 4  $M_{к.4}=\alpha_{к.4}P$; $M_{д.4}=\alpha_{д.4}P$, $\overline{M}_{к.4}=-\beta_{к.4}P$			Схема 5  $M_{к.5}=\alpha_{к.5}P$; $M_{д.5}=\alpha_{д.5}P$; $\overline{M}_{д.5}=-\beta_{д.5}P$			Схема 6  $M_{к.6}=\alpha_{к.6}P$; $M_{д.6}=\alpha_{д.6}P$, $\overline{M}_{к.6}=-\beta_{к.6}P$, $\overline{M}_{д.6}=-\beta_{д.6}P$			
$l_д : l_к$	$\alpha_{к.4}$	$\alpha_{д.4}$	$\beta_{к.4}$	$\alpha_{к.5}$	$\alpha_{д.5}$	$\beta_{д.5}$	$\alpha_{к.6}$	$\alpha_{д.6}$	$\beta_{к.6}$	$\beta_{д.6}$
1,00	0,0267	0,0180	0,0694	0,0180	0,0267	0,0694	0,0269	0,0269	0,0625	0,0625
1,05	0,0267	0,0161	0,0680	0,0199	0,0265	0,0705	0,0282	0,0255	0,0655	0,0590
1,10	0,0266	0,0146	0,0667	0,0218	0,0262	0,0708	0,0292	0,0242	0,0675	0,0558
1,15	0,0264	0,0131	0,0650	0,0236	0,0258	0,0710	0,0301	0,0228	0,0691	0,0522
1,20	0,0261	0,0118	0,0633	0,0254	0,0254	0,0707	0,0309	0,0214	0,0703	0,0488
1,25	0,0257	0,0106	0,0616	0,0271	0,0248	0,0700	0,0314	0,0202	0,0710	0,0454
1,30	0,0254	0,0097	0,0599	0,0287	0,0242	0,0689	0,0319	0,0188	0,0711	0,0421
1,35	0,0250	0,0088	0,0582	0,0302	0,0235	0,0676	0,0320	0,0176	0,0711	0,0391
1,40	0,0245	0,0080	0,0565	0,0316	0,0229	0,0660	0,0323	0,0165	0,0709	0,0361
1,45	0,0240	0,0072	0,0550	0,0329	0,0222	0,0641	0,0324	0,0154	0,0703	0,0334
1,50	0,0235	0,0066	0,0534	0,0341	0,0214	0,0621	0,0324	0,0144	0,0695	0,0310
1,55	0,0230	0,0060	0,0519	0,0352	0,0207	0,0599	0,0323	0,0134	0,0686	0,0286
1,60	0,0226	0,0056	0,0506	0,0362	0,0200	0,0577	0,0321	0,0125	0,0678	0,0265
1,65	0,0221	0,0051	0,0493	0,0369	0,0193	0,0555	0,0319	0,0117	0,0668	0,0245
1,70	0,0217	0,0047	0,0478	0,0376	0,0186	0,0531	0,0316	0,0109	0,0657	0,0228
1,75	0,0212	0,0043	0,0466	0,0383	0,0179	0,0507	0,0313	0,0097	0,0645	0,0211
1,80	0,0208	0,0040	0,0554	0,0388	0,0172	0,0484	0,0308	0,0096	0,0335	0,0196
1,85	0,0204	0,0037	0,0443	0,0393	0,0165	0,0461	0,0306	0,0089	0,0622	0,0183
1,90	0,0199	0,0034	0,0432	0,0396	0,0158	0,0439	0,0302	0,0084	0,0612	0,0169
1,95	0,0196	0,0032	0,0422	0,0398	0,0152	0,0418	0,0299	0,0078	0,0599	0,0160
2,00	0,0193	0,0030	0,0412	0,0400	0,0146	0,0397	0,0294	0,0074	0,0588	0,0147

Продолжение табл. VII 6

Соотношение сторон плиты	Схема 7				Схема 8				Схема 9			
	$M_{к.7}=\alpha_{к.7}P$; $M_{д.7}=\alpha_{д.7}P$; $\overline{M}_{к.7}=-\beta_{к.7}P$; $\overline{M}_{д.7}=-\beta_{д.7}P$				$M_{к.8}=\alpha_{к.8}P$, $M_{д.8}=\alpha_{д.8}P$, $\overline{M}_{к.8}=-\beta_{к.8}P$, $\overline{M}_{д.8}=-\beta_{д.8}P$				$M_{к.9}=\alpha_{к.9}P$; $M_{д.9}=\alpha_{д.9}P$; $\overline{M}_{к.9}=-\beta_{к.9}P$; $\overline{M}_{д.9}=-\beta_{д.9}P$			
$l_д/l_к$	$\alpha_{к.7}$	$\alpha_{д.7}$	$\beta_{к.7}$	$\beta_{д.7}$	$\alpha_{к.8}$	$\alpha_{д.8}$	$\beta_{к.8}$	$\beta_{д.8}$	$\alpha_{к.9}$	$\alpha_{д.9}$	$\beta_{к.9}$	$\beta_{д.9}$
1,00	0,0226	0,0198	0,0556	0,0417	0,0198	0,0226	0,0417	0,0556	0,0179	0,0179	0,0417	0,0417
1,05	0,0231	0,0184	0,0560	0,0385	0,0213	0,0221	0,0450	0,0545	0,0187	0,0171	0,0437	0,0394
1,10	0,0234	0,0169	0,0565	0,0350	0,0226	0,0212	0,0481	0,0530	0,0134	0,0161	0,0450	0,0372
1,15	0,0236	0,0154	0,0564	0,0319	0,0238	0,0206	0,0507	0,0511	0,0200	0,0150	0,0461	0,0349
1,20	0,0236	0,0142	0,0560	0,0292	0,0246	0,0198	0,0530	0,0491	0,0204	0,0142	0,0468	0,0325
1,25	0,0236	0,0132	0,0552	0,0267	0,0258	0,0189	0,0549	0,0470	0,0207	0,0133	0,0473	0,0303
1,30	0,0235	0,0120	0,0545	0,0242	0,0266	0,0181	0,0565	0,0447	0,0208	0,0123	0,0475	0,0281
1,35	0,0233	0,0110	0,0536	0,0222	0,0272	0,0172	0,0577	0,0424	0,0210	0,0115	0,0474	0,0262
1,40	0,0230	0,0102	0,0526	0,0202	0,0279	0,0162	0,0588	0,0400	0,0210	0,0107	0,0473	0,0240
1,45	0,0228	0,0094	0,0516	0,0185	0,0282	0,0154	0,0593	0,0377	0,0209	0,0100	0,0469	0,0223
1,50	0,0225	0,0086	0,0506	0,0169	0,0285	0,0146	0,0597	0,0354	0,0208	0,0093	0,0464	0,0206
1,55	0,0221	0,0079	0,0495	0,0155	0,0289	0,0138	0,0599	0,0332	0,0206	0,0086	0,0459	0,0191
1,60	0,0218	0,0073	0,0484	0,0142	0,0289	0,0130	0,0599	0,0312	0,0205	0,0080	0,0452	0,0177
1,65	0,0214	0,0067	0,0473	0,0131	0,0290	0,0123	0,0597	0,0293	0,0202	0,0074	0,0446	0,0164
1,70	0,0210	0,0062	0,0462	0,0120	0,0290	0,0116	0,0594	0,0274	0,0200	0,0069	0,0438	0,0152
1,75	0,0206	0,0058	0,0452	0,0112	0,0290	0,0109	0,0589	0,0256	0,0197	0,0064	0,0431	0,0141
1,80	0,0203	0,0054	0,0442	0,0102	0,0288	0,0103	0,0483	0,0240	0,0195	0,0060	0,0423	0,0131
1,85	0,0200	0,0050	0,0432	0,0095	0,0286	0,0097	0,0576	0,0225	0,0192	0,0056	0,0415	0,0122
1,90	0,0196	0,0046	0,0422	0,0088	0,0284	0,0092	0,0570	0,0212	0,0190	0,0052	0,0408	0,0113
1,95	0,0192	0,0043	0,0413	0,0082	0,0282	0,0086	0,0562	0,0198	0,0186	0,0049	0,0400	0,0107
2,00	0,0189	0,0040	0,0404	0,0076	0,0280	0,0081	0,0555	0,0187	0,0183	0,0046	0,0392	0,0098

по короткому направлению 94%, по длинному 6%. Поэтому плиты с отношением сторон $l_д : l_к > 2$ рассматриваются как балочные, передающие нагрузки только по направлению короткого пролета $l_к$ (рис. VII.40, *б*). Плиты с отношением сторон $l_д : l_к < 2$ рассматриваются как опертые по контуру, распределяющие нагрузки по двум направлениям. При этом длинная опора плиты оказывается нагруженной по трапеции (рис. VII.40, *в*), а короткая — по треугольнику.

Коэффициенты распределения нагрузки по направлениям $l_к$ и $l_д$ при многопролетных плитах с отношением сторон $l_д : l_к < 2$ (кессонные) в зависимости от заделки краев плиты приведены в табл. VII.6.

Различают кессонные перекрытия с большими панелями (см рис. VII.38, *а*) пролетом 5,0—7,0 *м* с опорами (колоннами) под каждым пересечением балок и с малыми панелями (рис. VII.38, *б*) пролетом 0,70—2,0 *м* без промежуточных опор (колонн) в местах пересечения балок.

Сборные кессонные перекрытия собираются из крупных железобетонных панелей (однослойных шатровых, часторебристых и др.) с размерами в плане, равными расстояниям между осями архитектурно-планировочной сетки. Панели укладываются по ригелям сборного железобетонного каркаса, по каменной кладке стен и работают на изгиб как свободно опертые по периметру.

Монолитные кессонные перекрытия применяются в том случае, когда строительство не может быть обеспечено сборными панелями, а также в индивидуальных решениях.

По числу пролетов кессонные перекрытия бывают однопанельные и многопанельные (неразрезные).

ПЕРЕКРЫТИЯ С БОЛЬШИМИ КЕССОНАМИ

Однопанельные плиты, опертые по контуру

Однопанельные (однопролетные) плиты, опертые по контуру, могут иметь различные условия опирания сторон (свободное опирание всех четырех сторон или заделка одной, двух, трех и четырех сторон) и различное отношение длинной стороны $l_д$ плиты к короткой $l_к$. Величины изгибающих моментов в плитах, опертых по контуру, зависят от условий опирания сторон и соотношения пролетов $l_д : l_к$. Для определения расчетных изгибающих моментов в однопролетных плитах, опертых по контуру, приведена табл. VII.6 *.

Расчетные изгибающие моменты в однопролетных плитах определяются по формулам:

пролетный момент в направлении короткого пролета $l_к$

$$M_{к.п} = \alpha_{к.п} P; \qquad \text{(VII.2)}$$

пролетный момент в направлении длинного пролета $l_д$

$$M_{д.п} = \alpha_{д.п} P \qquad \text{(VII.3)}$$

опорный момент в направлении короткого пролета $l_к$

$$\overline{M}_{к.п} = -\beta_{к.п} P; \qquad \text{(VII.4)}$$

опорный момент в направлении длинного пролета $l_д$

$$\overline{M}_{д.п} = -\beta_{д.п} P, \qquad \text{(VII.5)}$$

* Промстройпроект. Серия Е-404, 1948 «Справочные данные для расчета плит, опертых по контуру». При составлении табл. VII.6 плита рассматривалась как упругая пластинка.

где $\alpha_{к.п}$, $\alpha_{д.п}$, $\beta_{к.п}$, $\beta_{д.п}$ — коэффициенты, приведенные в табл. VII.6 и зависящие от условий опирания сторон и отношения $l_д : l_к$;

$P = (g + p) l_к l_д$ — суммарная (на всю панель) расчетная равномерно распределенная нагрузка в *кг* (g и p — расчетная постоянная и временная нагрузки на 1 $м^2$ плиты в *кг*).

Если углы свободно лежащей плиты (схема *1*) или заделанной одной или двумя сторонами (схемы *2*, *3* и *6*) могут при изгибе беспрепятственно приподниматься (плита не окаймлена ребрами и не придавлена кладкой вышележащей стены), пролетные моменты определяются по формулам *:

момент в направлении короткого пролета

$$M_к = \varphi_1 c_1 q l_к^2; \qquad \text{(VII.6)}$$

момент в направлении длинного пролета

$$M_д = \varphi_2 c_2 q l_д^2, \qquad \text{(VII.7)}$$

где $\varphi_1 = 0{,}125$ — коэффициент при свободном опирании обоих концов плиты (рис. VII.41);

$\varphi_2 = 0{,}07$ — коэффициент при одной шарнирной опоре и другом заделанном конце;

c_1 и c_2 — коэффициенты распределения нагрузки в направлении короткого пролета $l_к$ и соответственно длинного пролета $l_д$ в зависимости от схем опирания (см. табл. VII.5);

q — расчетная равномерно распределенная нагрузка на 1 $м^2$ плиты.

Опорные моменты, когда углы плиты могут свободно приподниматься, определяются по формулам (VII.4) и (VII.5).

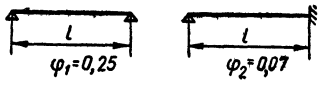


Рис. VII.41. Случаи заделки плит.

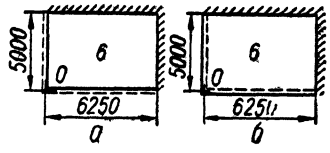


Рис. VII.42. К примерам 10 (*а*) и 11 (*б*).

Пример 10. Найти моменты в однопролетной плите, опертой по контуру (рис. VII. 42, *а*), с размерами в плане $l_д = 6{,}25$ *м*, $l_к = 5{,}0$ *м* при опирании сторон по схеме *6* (табл. VII.6).

Расчетная нагрузка: постоянная $g = 360$ *кг/м*, временная $p = 420$ *кг/м²*.

Свободные стороны плиты придавлены вышележащей кладкой и угол *О* не может приподниматься при изгибе.

Величины моментов, когда угол плиты не может приподниматься, определяются с помощью коэффициентов табл. VII.6.

Отношение размеров длинного пролета к короткому

$$\frac{l_д}{l_к} = \frac{6{,}25}{5{,}00} = 1{,}25.$$

Суммарная на всю плиту расчетная нагрузка P

$$P = (g + p) l_к \cdot l_д = (360 + 420) \cdot 5{,}0 \cdot 6{,}25 = 24\,400 \text{ кг}.$$

По табл. VII.6 при схеме опирания *6* и отношении $\frac{l_д}{l_к} = 1{,}25$ находим $\alpha_{к.6} = 0{,}0314$; $\alpha_{д.6} = 0{,}0202$; $\beta_{к.6} = 0{,}0710$; $\beta_{д.6} = 0{,}0454$.

* Инструкция по расчету железобетонных балок и плит. М., Главстройпром, 1938.

Расчетные моменты:

в пролете по направлению короткого пролета $l_к$ по формуле (VII.2)

$$M_{к.б} = \alpha_{к.б} \cdot P = 0{,}0314 \cdot 24\,400 = 766 \text{ кгм/м};$$

в пролете по направлению длинного пролета $l_д$ по формуле (VII.3)

$$M_{д.б} = \alpha_{д.б} \cdot P = 0{,}0202 \cdot 24\,400 = 494 \text{ кгм/м};$$

на опоре по направлению короткого пролета $l_к$ по формуле (VII.4)

$$\overline{M}_{к.б} = -\beta_{к.б} \cdot P = 0{,}0710 \cdot 24\,400 = -1730 \text{ кгм/м};$$

на опоре по направлению длинного пролета $l_д$ по формуле (VII.5)

$$\overline{M}_{д.б} = -\beta_{д.б} \cdot P = 0{,}0454 \cdot 24\,400 = -1110 \text{ кгм/м}.$$

Пример 11. Найти моменты в однопролетной плите, опертой по контуру, по данным примера 10, но когда свободные стороны плиты не прижаты кладкой (рис. VII. 42, *б*).

Величины пролетных моментов, когда угол плиты *O* может приподниматься при изгибе, определяют по формулам (VII.6) и (VII.7).

При одной шарнирной опоре и другой защемленной (см. рис. VII.41) коэффициент $\varphi_2 = 0{,}07$. По табл. VII.5 при отношении $l_д : l_к = 1{,}25$ $c_1 = 0{,}708$; $c_2 = 0{,}292$.

Моменты в пролете определяются:

в направлении короткого пролета $l_к$ — по формуле (VII.6)

$$M_к = \varphi_2 c_1 q l_к^2 = 0{,}07 \cdot 0{,}708 \cdot 780 \cdot 5{,}0^2 = 978 \text{ кгм/м},$$

в направлении длинного пролета $l_д$ — по формуле (VII.7)

$$M_д = \varphi_2 c_2 q l_д^2 = 0{,}07 \cdot 0{,}292 \cdot 780 \cdot 6{,}25^2 = 622 \text{ кгм/м}.$$

Моменты на опоре определяются по формулам (VII.4) и (VII.5), как в примере 10:

$$\overline{M}_{к.б} = -1730 \text{ кгм/м}; \quad \overline{M}_{д.б} = -1110 \text{ кгм/м}.$$

Многопанельные (неразрезные) плиты, опертые по контуру

В зависимости от числа и расположения панелей в плане (архитектурно-планировочной сетки) неразрезные плиты бывают одно-, двух-, трех- и многорядные (рис. VII.43). В неразрезных плитах стороны

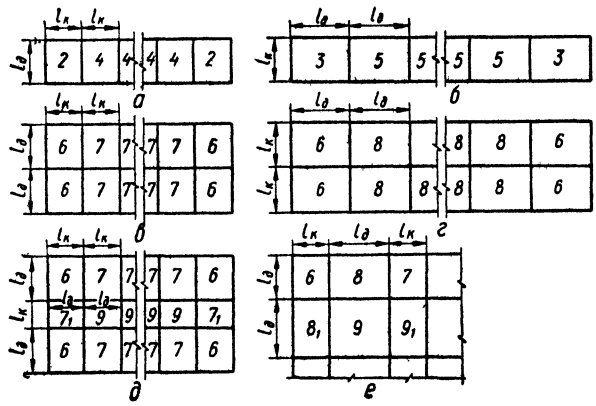


Рис. VII.43. Многопанельные плиты, опертые по контуру:

а, б — однорядные; *в, г* — двухрядные; *д* — трехрядные; *е* — многорядная с неравным шагом в обоих направлениях.

панелей, примыкающие к смежным панелям, считаются упруго защемленными, а стороны панелей, опирающиеся на кладку стен или на балки, не связанные с ними монолитно, считаются свободно опертыми.

Планировочные сетки имеют обычно один шаг вдоль ряда, но применяются также планировочные сетки с неравным шагом в обоих направлениях (рис. VII.43, *е*).

Пролетные моменты в неразрезных плитах, опертых по контуру и загруженных постоянной и временной равномерно распределенной нагрузками, могут быть определены для однопролетных плит по двухчленным формулам (VII. 8) и (VII 9). Первый член формул учитывает сплошное загружение всего перекрытия постоянной и половиной временной нагрузки. Второй член учитывает невыгодное расположение половины временной нагрузки по панелям перекрытия. Суммируя величины моментов обоих членов выражений, получим величины расчетных пролетных моментов неразрезных плит, опертых по контуру.

Пролетные моменты в направлении короткого пролета $l_к$ определяются по формуле

$$M_{к\,п} = \alpha_{к.п}\, G_0 + \alpha_{к\,1} P_0. \qquad \text{(VII.8)}$$

Пролетные моменты в направлении длинного пролета $l_д$ определяются по формуле

$$M_{д.п} = \alpha_{д\,п}\, G_0 + \alpha_{д.1}\, P_0, \qquad \text{(VII.9)}$$

где $\alpha_{к.1}$, и $\alpha_{д.1}$ — коэффициенты, приведенные в табл. VII.6 и соответствующие схеме *1* опирания и отношению $l_д : l_к$;

$G_0 = \left(g + \frac{p}{2}\right) l_к l_д$ — общая нагрузка на панель от постоянной и половины временной нагрузок;

$P_0 = \frac{p}{2}\, l_к l_д$ — общая нагрузка на панель от половины временной нагрузки.

Полная нагрузка на панель

$$P = (g + p) l_к l_д.$$

При определении коэффициентов α для первого члена формулы (VII.8) стороны панелей по периметру перекрытия считаются свободно опертыми, а все остальные стороны панелей — защемленными.

Таким образом, каждая панель неразрезной плиты рассматривается как однопролетная с условиями опирания, соответствующими одной из схем *2—9* условий опирания, приведенных в табл. VII.6. Так, например, угловые панели двух- и многорядных сеток отвечают условиям опирания схемы *6*; все средние панели трех- и многорядных сеток отвечают схеме *9*; панели крайних рядов (рис. VII.43, *в—е*) отвечают условиям опирания схем *7* или *8*, но отличаются одна от другой отношением длины пролетов $l_д : l_к$, а потому одна из них обозначена 7_1 и 8_1. При определении коэффициента α для второго члена формулы (VII.8) все панели перекрытия считаются свободно опертыми — по схеме *1*.

Опорные моменты в неразрезных плитах, опертых по контуру, определяются по формулам (VII.4) и (VII.5), как для однопролетной плиты соответствующей схемы опирания, причем расчетные моменты принимаются равными полусумме опорных моментов, примыкающих к рассматриваемой опоре панелей по формуле

$$\overline{M}_р = \frac{\overline{M}_1 + \overline{M}_2}{2}, \qquad \text{(VII.10)}$$

где $\overline{M}_1$ и $\overline{M}_2$ — опорные моменты соответственно с одной и с другой стороны рассматриваемой опоры, определяемые по формулам (VII.4) и (VII.5).

Расчет неразрезных плит, опертых по контуру, рекомендуется вести в табличной форме, как показано на примерах

Пример 12. Определить пролетные и опорные моменты в неразрезной плите, опертой по контуру (рис VII 44, *а*), с равным шагом в обоих направлениях На рисунке показаны размеры панелей $l_к = l_д = 5{,}0$ *м* и номера схем опирания Свободные стороны

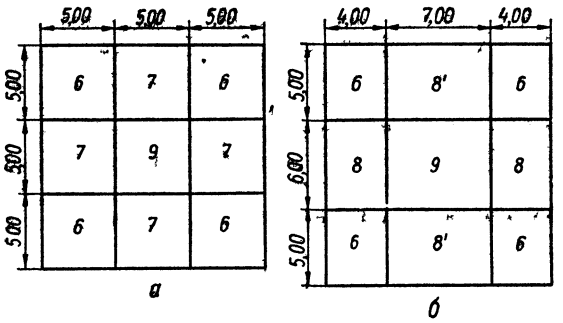


Рис VII 44. К примерам 12 (*а*) и 13 (*б*)

панелей прижаты вышележащей кладкой и исключена возможность приподнятия углов при изгибе По условиям опирания панели отвечают схемам *6*, *7* и *9* табл VII 6

Отношение длинного пролета к короткому $\frac{l_д}{l_к} = \frac{5{,}0}{5{,}0} = 1{,}0$ Интенсивность нагрузки: $g = 380$ *кг/м*²; $p = 420$ *кг/м*².

Общая расчетная нагрузка на одну панель

$$P = (g + p)\, l_к l_д = (380 + 420) \cdot 5{,}0 \cdot 5{,}0 = 20\,000 \text{ кг};$$

$$G_0 = \left(g + \frac{p}{2}\right) l_д l_к = \left(380 + \frac{420}{2}\right) \cdot 5{,}0 \cdot 5{,}0 = 14\,750 \text{ кг};$$

$$P_0 = \frac{p}{2}\, l_к l_д = \frac{420}{2} \cdot 5{,}0 \cdot 5{,}0 = 5250 \text{ кг}.$$

Величины расчетных изгибающих моментов в пролете $M_к$ и $M_д$ и на опорах $\overline{M}_к$ и $\overline{M}_д$ определены по формулам (VII 4), (VII 5), (VII 8) и (VII 9) и помещены в таблице

Величины расчетных изгибающих моментов в пролете и на опорах (к примеру 12)

Схемы опирания	Пролетные моменты в *кгм/м*									
	в направлении $l_к$					в направлении $l_д$				
	$\alpha_{к,n}$	$\alpha_{к,1}$	$\alpha_{к\,n} G_0$	$\alpha_{к\,1} P_0$	$M_{к\,n}$	$\alpha_{д\,n}$	$\alpha_{д,1}$	$\alpha_{д\,n} G_0$	$\alpha_{д\,1} P_0$	$M_{д\,n}$
6	0,0269	0,0365	397	142	588	0,0269	0,0365	397	192	589
7	0,0226	0,0365	334	192	526	0,0198	0,0365	291	192	484
9	0,0179	0,0365	264	192	456	0,0179	0,0365	264	192	456

Продолжение

Схемы опирания	Опорные моменты в *кгм/м*			
	в направлении $l_к$		в направлении $l_д$	
	$\beta_{к\,n}$	$\overline{M}_{к\,n} = \beta_{к,n} P$	$\beta_{д\,n}$	$\overline{M}_{д\,n} = \beta_{д,n} P$
6	0,0625	—1250	0,0625	—1250
7	0,0556	—1112	0,0417	— 834
9	0,417	— 834	0,0417	— 834

Расчетные опорные моменты (средние значения опорных моментов смежных панелей)

$$\overline{M}_{6.7} = -\frac{\overline{M}_6 + \overline{M}_7}{2} = -\frac{1250 + 1112}{2} = -1181 \text{ кгм};$$

$$\overline{M}_{7\,9} = -\frac{\overline{M}_7 + \overline{M}_9}{2} = -\frac{1112 + 834}{2} = -973 \text{ кгм}.$$

Пример 13. Определить пролетные и опорные моменты в неразрезной плите, опертой по контуру (рис. VII 44, *б*) с неравным шагом в обоих направлениях. План плиты: четыре панели по схеме опирания *6*, четыре панели — по схеме *8* и одна панель — по схеме *9*.

Суммарные расчетные нагрузки P, G_0 и P_0 для этих схем при $g=380$ *кг/м*² и $p=420$ *кг/м*² подсчитаны в таблице.

Суммарные расчетные нагрузки P, G_0 и P_0 для схем *6, 8, 8', 9* (к примеру 13)

Схемы панелей	Пролеты $l_к$	Пролеты $l_д$	$G_0 = \left(g + \frac{P}{2}\right) l_к\, l_д$ в *кг*	$P_0 = \frac{P}{2}\, l_к\, l_д$ в *кг*	$P = G_0 + P_0$ в *кг*
6	4,0	5,0	$\left(380 + \frac{420}{2}\right) 4{,}0 \cdot 5{,}0 = 11800$	$\frac{420}{2} \cdot 4{,}0 \cdot 5{,}0 = 4200$	16000
8	4,0	6,0	$590 \cdot 4{,}0 \cdot 6{,}0 = 14140$	$210 \cdot 4{,}0 \cdot 6 = 5040$	19540
8'	5,0	7,0	$590 \cdot 5{,}0 \cdot 7{,}0 = 20600$	$210 \cdot 5{,}0 \cdot 7{,}0 = 7350$	27950
9	6,0	7,0	$590 \cdot 6{,}0 \cdot 7{,}0 = 24800$	$210 \cdot 6{,}0 \cdot 7{,}0 = 8820$	33620

Пользуясь найденными величинами G_0, P_0 и P, определяем величины изгибающих моментов в пролетах и на опорах. Расчет сведен в таблицу.

Величины изгибающих моментов в пролетах и на опорах (к примеру 13)

Схемы панелей	Отношение $l_д/l_к$	Расчетные пролетные моменты в *кгм/м*: в направлении $l_к$: $\alpha_{к.п}$	$\alpha_{к.1}$	$\alpha_{к.п}G_0$	$\alpha_{к.1}P_0$	$M_{к.п}$	в направлении $l_д$: $\alpha_{д.п}$	$\alpha_{д.1}$	$\alpha_{д.п}G_0$	$\alpha_{д.1}P_0$	$M_{д.п}$
6	1,25	0,0314	0,0440	371	185	556	0,0202	0,0282	239	118	375
8	1,50	0,0285	0,0480	402	242	644	0,0146	0,0214	207	108	315
8'	1,40	0,0279	0,0469	275	345	920	0,0162	0,0240	340	177	517
9	1,17	0,0202	0,0420	501	370	871	0,0147	0,0308	365	272	637

Схемы панелей	Отношение $l_д/l_к$	Опорные моменты в *кгм/м*: в направлении $l_к$: $\beta_{к.п}$	$\overline{M}_{к.п} = -\beta_{к.п}P$	в направлении $l_д$: $\beta_{д.п}$	$\overline{M}_{д.п} = -\beta_{д.п}P$
6	1,25	0,0711	1140	0,454	728
8	1,50	0,0597	1165	0,0354	693
8'	1,40	0,0588	1645	0,0400	1120
9	1,17	0,0465	1565	0,0337	1130

Расчетные опорные моменты (средние значения опорных моментов смежных панелей) по формуле (VII.10) равны:

$$M_{6.8'} = \frac{M_{к.6} + M_{д.8'}}{2} = \frac{1140 + 1120}{2} = -1130 \text{ кгм/м};$$

$$M_{6.8'} = \frac{M_{д.6} + M_{д.8}}{2} = \frac{728 + 693}{2} = -716 \text{ кгм/м};$$

$$M_{8'9} = \frac{M_{к\,8'} + M_{к\,9}}{2} + \frac{1645 + 1565}{2} = -1605 \text{ кгм/м},$$

$$M_{8\,9} = \frac{M_{к\,8} + M_{д\,9}}{2} = \frac{1165 + 1113}{2} = -1139 \text{ кгм/м}$$

Толщина плит больших панелей должна быть не менее 8 *см*, не менее $^1/_{45}\,l$ при свободном опирании и $^1/_{50}\,l$ при упругой заделке по контуру (l — меньший пролет). Толщина плиты и сечение арматуры определяются по формулам гл. I, приведенным для расчета прямоугольных сечений. Но в отличие от последних арматура плит, опертых по контуру, является рабочей в обоих направлениях (перекрестной).

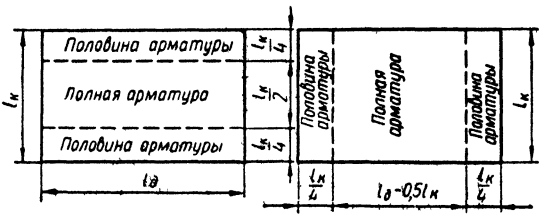


Рис. VII 45 Схема армирования плиты, опертой по контуру.

Арматура, направленная вдоль меньшего пролета (обычно большего момента), укладывается в первом ряду, а арматура, направленная вдоль большего пролета,— во втором ряду. При армировании пролеты панели в направлениях $l_к$ и $l_д$ делятся на три неравные полосы, как показано на рис. VII.45, причем средние полосы в каждом из направлений армируются по расчетному моменту, а крайние полосы — в половинном количестве, но не менее четырех стержней на 1 *м* плиты. На опорах плита армируется по всей длине равномерно. Над колоннами (вверху плиты) укладываются дополнительные стержни в обоих направлениях в половинном количестве. Армирование производится стержнями, отгибаемыми из пролета на опору, или сварными сетками, укладываемыми отдельно в пролете на опоре.

Пример 14. Рассчитать однопролетную свободно лежащую по периметру плиту размером $l_к \times l_д = 4{,}00 \times 6{,}00$ *м* Нагрузка на 1 $м^2$ плиты расчетная постоянная $g = 480$ *кг*, расчетная временная $p = 200$ *кг*, полная $q = 680$ *кг* Бетон марки 150, арматура с расчетным сопротивлением $R_а = 2100$ $кг/см^2$

Плита не прижата сверху кладкой и углы имеют возможность при изгибе приподниматься Поэтому величины изгибающих моментов определяем по формулам (VII.6) и (VII 7).

При свободном опирании плиты $\varphi_1 = 0{,}125$ (см. рис VII 41).

При отношении $\frac{l_д}{l_к} = \frac{6{,}00}{4{,}00} = 1{,}5$ $c_1 = 0{,}835$ и $c_2 = 0{,}165$ (см. табл VII 5)

Величины расчетных моментов равны:
по направлению короткого пролета $l_к$

$$M_к = \varphi_1 c_1 q l_к^2 = 0{,}125 \cdot 0{,}835 \cdot 680 \cdot 4{,}0^2 = 1135 \text{ кгм/м};$$

по направлению длинного пролета $l_д$

$$M_д = \varphi_1 c_2 q l_д^2 = 0{,}125 \cdot 0{,}165 \cdot 680 \cdot 6{,}0^2 = 505 \text{ кгм/м}$$

Полезную толщину плиты определяем по формуле (I 43) по моменту $M_к = 1135$ *кгм/м* Задаемся величиной $\alpha = 0{,}13$. По табл. V 16 величине $\alpha = 0{,}13$ соответствует $r_0 = 2{,}88$

$$h_0 = r_0 \sqrt{\frac{M_к}{bR_и}} = 2{,}88 \sqrt{\frac{1135}{1{,}00 \cdot 80}} \approx 11 \text{ см}.$$

Площадь арматуры в направлении короткого пролета при $h_0=11$ *см*, $\gamma_0=0{,}935$ и $R_а=2100$ *кг/см*² определяем по формуле (V 41)

$$F_{а.к}=\frac{M_к}{\gamma_0 h_0 R_а}=\frac{113\,500}{0{,}935\cdot 11\cdot 2100}=5{,}25\ см^2;$$

принимаем стержни диаметром 10 *мм* с шагом $u=14$ *см*.

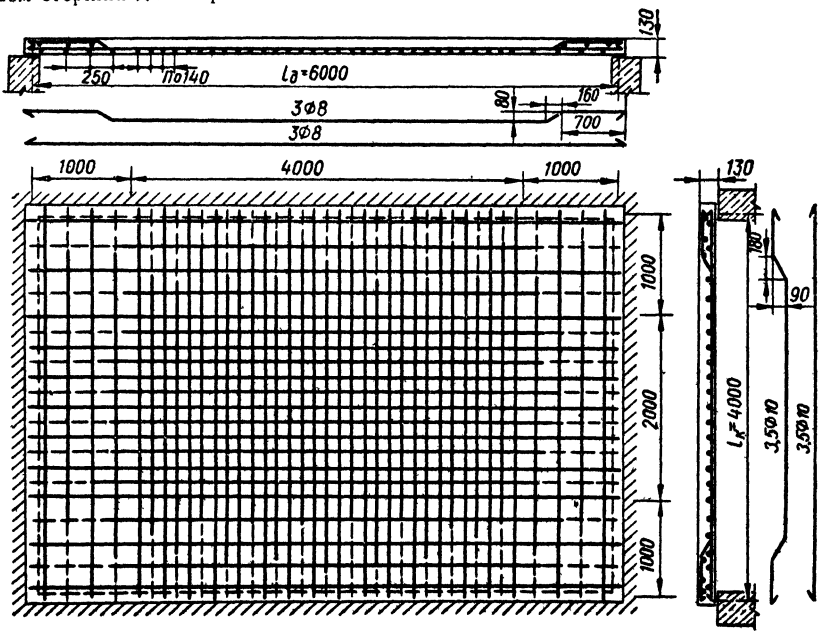


Рис. VII.46. К примеру 14.

Площадь арматуры в направлении длинного пролета по моменту $M_д=505$ *кгм* при полезной толщине плиты $h_0=11-1=10$ *см*

$$F_{а\,д}=\frac{M_д}{\gamma_0 h_0 R_а}=$$

$$=\frac{50\,500}{0{,}935\cdot 10\cdot 2100}=2{,}58\ см^2;$$

принимаем стержни диаметром 8 *мм* через 16,5 *см* Армирование плиты отдельными стержнями с отгибами приведено на рис VII 46

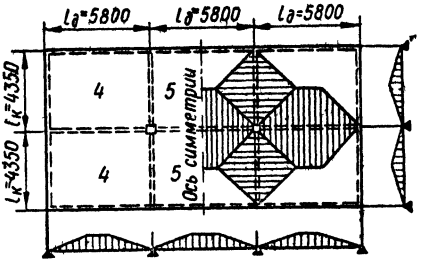


Рис. VII 47 Расчетные схемы балок кессонных перекрытий

Балки кессонных перекрытий нагружены в направлении $l_к$ (меньшего пролета) треугольной нагрузкой; в направлении $l_д$ трапецеидальной нагрузкой (рис. VII. 47). Величины усилий M и Q в расчетных сечениях балок с треугольной и трапецеидальной нагрузками определяют с помощью коэффициентов, помещенных в табл. I. 11.

ПЕРЕКРЫТИЯ С МАЛЫМИ КЕССОНАМИ

Кессонированная панель больших размеров, изображенная на рис. VII.48, представляет собой плиту толщиной 4—6 *см* с ребрами в двух взаимно перпендикулярных направлениях, образующими снизу малые кессоны. Панели с малыми кессонами рекомендуются для пере-

крытия помещений, имеющих в плане квадратную или близкую к квадрату форму с отношением сторон $a : b = 1{,}0 \div 1{,}2$, при котором нагрузка распределяется по двум направлениям.

Такое опирание панели (по контуру) позволяет перекрывать помещения относительно больших размеров — пролетом 10—12 *м* в меньшем направлении. Когда из архитектурных соображений требуется гладкий потолок, ребра закрываются снизу штукатуркой по металлической сетке или плита располагается понизу.

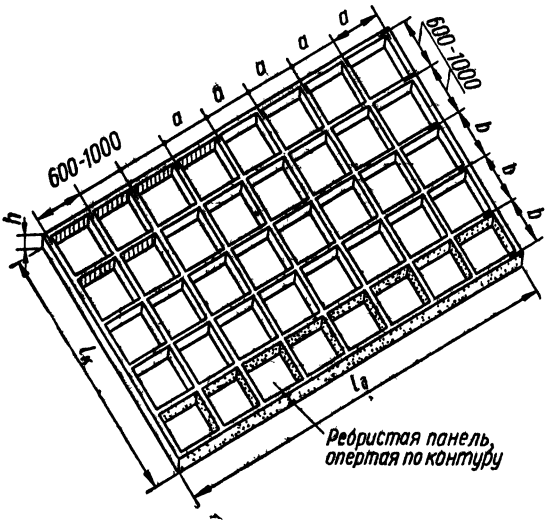


Рис. VII.48. Панель с ребрами в двух направлениях, опертая по контуру (вид снизу).

Перекрытия с малыми консолями рассматриваются как часторебристые плиты, опертые по контуру, с ребрами в двух направлениях и рассчитываются в зависимости от расстояния между ребрами (см. рис. VII.38, *б* и VII.39, *б*).

При расстоянии между ребрами, меньшем или равном 1 *м*, панель рассматривается как однопролетная плита, опертая по контуру; величины изгибающих моментов и перерезывающих сил по направлениям $l_к$ и $l_д$ определяют по формулам:

$$M_{l_к} = 0{,}125 c_1 a q l_к^2; \quad M_{l_д} = 0{,}125 c_2 b q l_д^2;$$

$$Q_{l_к} = 0{,}5 c_1 a q l_к; \quad Q_{l_д} = 0{,}5 c_2 b q l_д,$$

где c_1 и c_2 — коэффициенты распределения (табл. VII.5), зависящие от величины λ — отношения размеров помещения в плане;

a и b — расстояния между осями ребер.

Арматура размещается в ребрах соответствующего направления. Плита же армируется стержнями диаметром 4—6 *мм* в количестве 4—5 шт. на 1 *м* плиты каждого направления.

При расстоянии между ребрами более 1 *м* плита рассчитывается как многопролетная, опертая по контуру, а ребра — как перекрестные балки.

По приближенному методу расчета балок кессонных перекрытий с малыми панелями нагрузка от плиты на балки в каждом направлении распределяется пропорционально прогибам балок. Величины изгибающих моментов в плитах и балках, перерезывающие силы в ребрах, определяются по формулам, приведенным в табл. VII.7.

Таблица VII.7

Величины усилий M и Q

Усилия	Плиты		Балки	
	Направление $l_д$	Направление $l_к$	Направление $l_д$	Направление $l_к$
$M_{пр}$	$0{,}071\ c_2 q a^2$	$0{,}071\ c_1 q b^2$	$0{,}10\ c_2 q_1 b c_3 l_д^2$	$0{,}10\ c_1 q_1 a c_3 l_к^2$
$M_{оп}$	$0{,}08\ c_2 q a^2$	$0{,}08\ c_1 q b^2$	—	—
Q	—	—	$0{,}5\ c_2 q_1 b c_3 l_д$	$0{,}5\ c_1 q_1 a c_3 l_к$

Примечание. Здесь c_1 и c_2 — коэффициенты распределения нагрузки (табл VII 5); c_3 — коэффициент, помещенный в табл VII 8 и зависящий от числа ребер (рис VII 49); q — расчетная нагрузка на 1 $м^2$ перекрытия без веса ребер; q_1 — расчетная нагрузка на 1 $м^2$ перекрытия с весом ребер.

Таблица VII.8

Коэффициент c_3

Число балок в направлении $l_д$ или $l_к$	Номер балки, считая от края к середине					
	1	2	3	4	5	6
1	1,0	—	—	—	—	—
2	0,869	—	—	—	—	—
3	0,712	1,0	—	—	—	—
4	0,594	0,952	—	—	—	—
5	0,506	0,869	1,0	—	—	—
6	0,440	0,787	0,976	—	—	—
7	0,388	0,712	0,926	1,0	—	—
8	0,347	0,648	0,869	0,986	—	—
9	0,314	0,590	0,812	0,952	1,0	—
10	0,286	0,547	0,748	0,914	0,992	—
11	0,262	0,506	0,712	0,869	0,967	1,0
12	0,242	0,470	0,667	0,822	0,935	0,993

Пример 15. Определить величины изгибающих моментов и перерезывающих сил в элементах кессонного перекрытия с малыми панелями (рис. VII.49).

Расчетные пролеты балок:

$$l_д = 1{,}05 \cdot 11{,}0 = 11{,}55\ м; \quad l_к = 1{,}05 \cdot 8{,}6 = 9{,}00\ м.$$

Отношение $l_д : l_к = 11{,}55 : 9{,}0 = 1{,}29$; по табл. VII.5 $c_1 = 0{,}735$; $c_2 = 0{,}265$.

Расчетные пролеты плит:

$$a = 11{,}55 : 7 = 1{,}65\ м; \quad b = 9{,}00 : 6 = 1{,}50\ м.$$

Отношение $a : b = 1{,}65 : 1{,}50 = 1{,}1$; по табл. VII.5 $c_1 = 0{,}596$; $c_2 = 0{,}404$.

Нагрузка на 1 $м^2$ плиты, включая вес ребер, в $кг$:

Вес плиты (0,06·2400) . .	144
» звукоизоляции . . .	44
» пола	48
Итого	$g^н = 236\ кг$

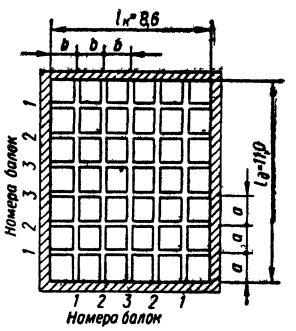


Рис VII.49. К примеру 15.

Временная нагрузка $p^н = 300\ кг$ Расчетная нагрузка $q = g^н n + p^н n = 236 \cdot 1{,}1 + 300 \times 1{,}4 = 680\ кг/м^2$.

Нагрузка на 1 $м^2$ плиты, включая вес ребра,

$$q_1 = 680 + 220 = 900\ кг/м^2.$$

Величины изгибающих моментов в плите (табл. VII.7):

пролетных

$$M_{l_д} = 0{,}071 \cdot 0{,}404 \cdot 680 \cdot 1{,}65^2 = 53\ кгм/м;$$

$$M_{l_к} = 0{,}071 \cdot 0{,}596 \cdot 680 \cdot 1{,}50^2 = 64\ кгм/м,$$

опорных

$$M_{l_д} = 0{,}08 \cdot 0{,}404 \cdot 680 \cdot 1{,}65^2 = -60\ кгм/м;$$

$$M_{l_к} = 0{,}08 \cdot 0{,}596 \cdot 680 \cdot 1{,}50^2 = -73\ кгм/м.$$

Величины M и Q в балках (табл. VII.7 и VII.8):

$$M_{l_{д.1}} = 0{,}10 \cdot 0{,}265 \cdot 900 \cdot 1{,}50 \cdot 0{,}506 \cdot 11{,}55^2 = 2400 \text{ кгм};$$

$$M_{l_{д.2}} = 0{,}10 \cdot 0{,}265 \cdot 900 \cdot 1{,}50 \cdot 0{,}869 \cdot 11{,}55^2 = 4150 \text{ кгм};$$

$$M_{l_{д.3}} = 0{,}10 \cdot 0{,}265 \cdot 900 \cdot 1{,}50 \cdot 1{,}0 \cdot 11{,}55^2 = 4750 \text{ кгм};$$

$$Q_{l_{д.1}} = 0{,}5 \cdot 0{,}265 \cdot 900 \cdot 1{,}50 \cdot 0{,}506 \cdot 11{,}55 = 1036 \text{ кг};$$

$$Q_{l_{д.2}} = 0{,}5 \cdot 0{,}265 \cdot 900 \cdot 1{,}50 \cdot 0{,}869 \cdot 11{,}55 = 1780 \text{ кг};$$

$$Q_{l_{д.3}} = 0{,}5 \cdot 0{,}265 \cdot 900 \cdot 1{,}50 \cdot 1{,}0 \cdot 11{,}55 = 2060 \text{ кг};$$

$$M_{l_{к.1}} = 0{,}10 \cdot 0{,}735 \cdot 900 \cdot 1{,}65 \cdot 0{,}440 \cdot 9{,}00^2 = 3880 \text{ кгм};$$

$$M_{l_{к.2}} = 0{,}10 \cdot 0{,}735 \cdot 900 \cdot 1{,}65 \cdot 0{,}787 \cdot 9{,}00^2 = 6950 \text{ кгм};$$

$$M_{l_{к.3}} = 0{,}10 \cdot 0{,}735 \cdot 900 \cdot 1{,}65 \cdot 0{,}976 \cdot 9{,}00^2 = 8600 \text{ кгм};$$

$$Q_{l_{к.1}} = 0{,}5 \cdot 0{,}735 \cdot 900 \cdot 1{,}65 \cdot 0{,}440 \cdot 9{,}00 = 2180 \text{ кг};$$

$$Q_{l_{к.2}} = 0{,}5 \cdot 0{,}735 \cdot 900 \cdot 1{,}65 \cdot 0{,}787 \cdot 9{,}00 = 3850 \text{ кг};$$

$$Q_{l_{к.3}} = 0{,}5 \cdot 0{,}735 \cdot 900 \cdot 1{,}65 \cdot 0{,}976 \cdot 9{,}00 = 4800 \text{ кг}.$$

Подбор сечений элементов кессонных перекрытий производится по формулам, приведенным в главе I.

ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ДЕРЕВЯННЫМ БАЛКАМ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Перекрытия по деревянным балкам разделяют на сгораемые (без штукатурки) и трудносгораемые — перекрытия, защищенные снизу штукатуркой, а по накату — несгораемой засыпкой.

Балки перекрытий обычно выполняются из леса хвойных пород (сосны, ели, пихты и др.) длиной 5,0—6,5 *м*. Расстояния между осями балок принимают кратными размеру кирпича, т. е. 65, 78, 91 и 104 *см*, а размеры поперечного сечения балок — согласно статическому расчету. Ширину балок не рекомендуется принимать менее 8 *см*.

Заделка концов балок в наружные каменные стены бывает глухой и открытой. В обоих случаях должны быть приняты меры против возможности конденсирования паров воздуха помещения при соприкосновении с холодными стенками гнезда. Последнее приводит к загниванию концов балок.

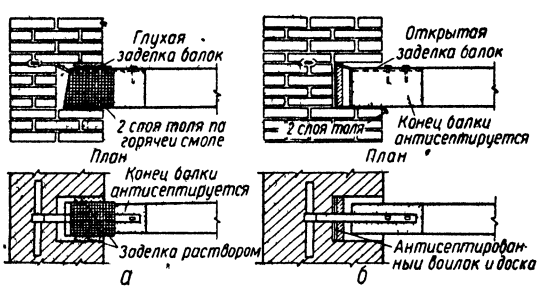


Рис. VII 50. Опирание балок на наружные стены.
а — толщиной в 2 кирпича и менее, *б* — толщиной в $2^1/_2$ кирпича и более.

При толщине стены в два кирпича и менее заделка балок принимается глухой, так как при открытой заделке стенки гнезда получились бы тонкими и теплый комнатный воздух при соприкосновении с ними охлаждался бы и конденсировался (рис. VII.50). При толщине стены в $2^1/_2$ кирпича и более внутренние стенки гнезда достаточно теплы, и пары комнатного теплого воздуха не конденсируются. В этом случае заделка концов балок принимается открытой.

Глубину заделки балок определяют из условий прочности кладки на сжатие; она составляет 0,6—0,8 h (h — высота балки), но не менее

15 *см*. Между торцом балки и кладкой гнезда должен быть оставлен зазор в 4—5 *см*, чтобы оградить торец от холодной (в зимнее время) кладки гнезда и обеспечить возможность проветривания древесины.

Для лучшей связи перекрытия со стенками анкерится каждая вторая балка. Детали заделки и анкеровки балок приведены на рис. VII.50, VII.51.

Деревянные балки антисептируются, а боковые поверхности концов на длину 50—60 *см* для изоляции их от каменной кладки плотно оклеиваются толем в два слоя на смоле. Торцы балок не оклеиваются толем, так как сушка дерева происходит в основном через срезанные части (торцы).

При расположении балок в плане следует руководствоваться основным противопожарным требованием — все деревянные части перекрытия должны быть от внутренних граней дымоходов на расстоянии не менее 38 *см*. Если изолировать концы балок войлоком, смоченным в глиняном растворе, расстояние последних от дыма может быть уменьшено до 25 *см* (рис. VII.52). Балки, приходящиеся против дымоходов, врубаются в ригель, расположенный на расстоянии 25—38 *см* от дымохода.

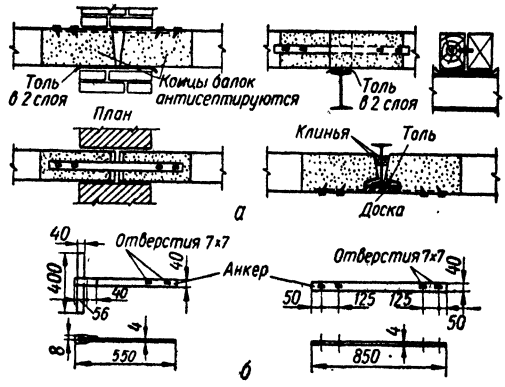


Рис. VII.51. Опирание балок на внутренние конструкции (*а*) и анкеровка (*б*).

В плоскости перекрытия в местах расположения ригелей путем напуска кирпичной кладки устраивается разделка в $^1/_2$ кирпича или в 1 кирпич. Опирание балок на железобетонные прогоны и подвеска балки на хомуте показаны на рис. VII.53.

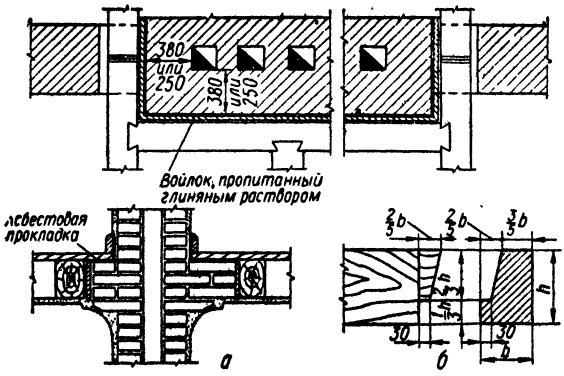


Рис. VII.52. Изоляция деревянных балок у дымоходов (*а*) и врубка балки в ригель (*б*).

Пространство между деревянными балками заполняется накатом из досок или пластин, уложенных по черепным брускам. Поверх наката устраивается смазка из импрегнированной * глины толщиной 2—3 *см* и засыпка из изоляционных материалов (рис. VII.54). Толщина засыпки для междуэтажных перекрытий принимается 5—6 *см*, для чердачных — устанавливается расчетом.

Чтобы создать гладкий потолок, снизу к балкам перекрытия прибивается подшивка из досок толщиной 2,0—2,5 *см*, на которую наносится штукатурка. При индустриальном процессе изготовления эле-

* Импрегнированная глина представляет собой смесь по объему: глины — 5 частей, песка — 2 части, опилок или соломенной сечки — 6 частей, смолы — 1 часть и воды — 2 части.

ментов перекрытия пространство между балками заполняют щитовым накатом, выполняемым из досок или планок. Щиты устраиваются с четвертями таких размеров, чтобы нижние плоскости щитов и балок совпадали и создавали гладкую поверхность для одранковки и штукатурки потолка. Щиты доставляются на стройку в одранкованном виде. При изготовлении деревянных щитов имеются все возможности для широкого использования отходов лесоматериалов.

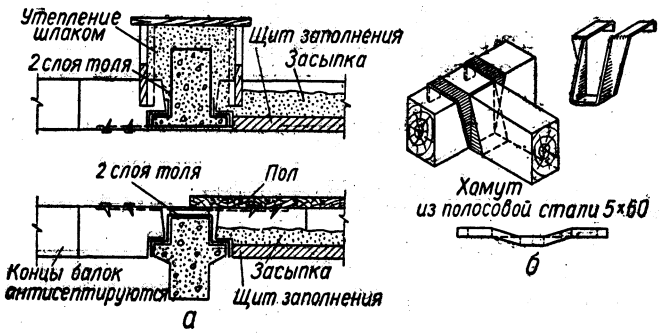


Рис. VII.53. Опирание балок на железобетонные прогоны (*а*) и подвеска балок на хомуте (*б*).

Деревянный пол из досок толщиной 4—5 *см*, соединенных вшпунт, укладывают по балкам. Во избежание коробления ширина досок ограничивается 9—12 *см*. Если дощатый настил служит основанием для паркетного пола, доски могут быть любой ширины, без соединения

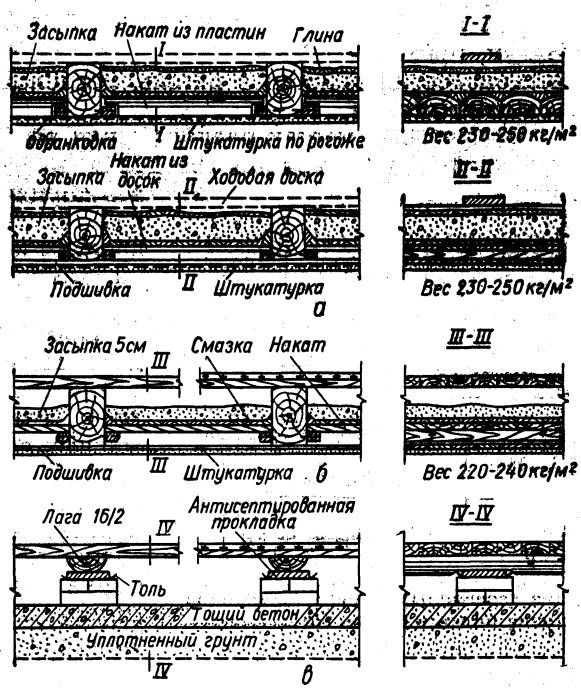


Рис. VII.54. Детали перекрытий по деревянным балкам:
а — чердачные; *б* — междуэтажные; *в* — пол в первом этаже.

вшпунт и толщиной 3,5—4,0 *см*. При недостаточно сухом лесе доски окончательно прибивают к балкам после их просушки и пристружки. Детали полов по грунту показаны на рис. VII.55.

Лес для междуэтажных перекрытий, как правило, должен быть воздушно-сухим. При применении полусухого лесоматериала должна быть обеспечена вентиляция подполья, осуществляемая установкой

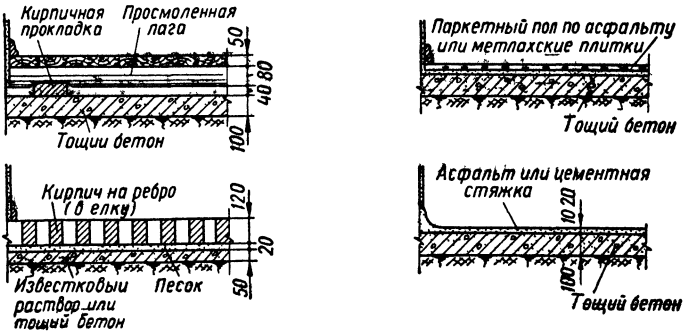


Рис. VII.55. Схема устройства полов по грунту.

решеток в углах помещения и у печей, или устройством щелевых плинтусов. Щелевые плинтусы (рис. VII.56) устраиваются в тех случаях,

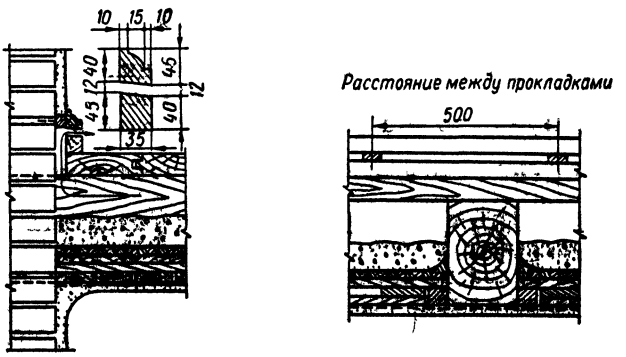


Рис. VII.56. Деталь щелевого плинтуса.

когда доски пола укладываются непосредственно по балкам перекрытия. Решетки следует устанавливать в том случае, когда доски пола укладывают по лагам-переводам.

РАСЧЕТ БАЛОК

Расчет балок по формулам

Расчет деревянных балок перекрытий сводится к определению размеров поперечного сечения балки b и h из условий прочности и к проверке жесткости балки при принятых размерах ее поперечного сечения.

Расчет на прочность производится на воздействие расчетной нагрузки q по формуле

$$R_и = \frac{M}{W_{расч}}, \qquad (VII.11)$$

где $R_и = 130$ *кг/см²* — расчетное сопротивление древесины из сосны и ели (см. табл. IX.6);

M — расчетный изгибающий момент в *кгсм*;

$W_{расч}$ — момент сопротивления нетто поперечного сечения балки в *см³*.

Проверка жесткости производится на воздействие нормативной нагрузки $q^н$ по формуле

$$f = \frac{5q^н l^4}{384EI}, \qquad \text{(VII.12)}$$

где f — предельный прогиб балки в *см*;
$q^н$ — нормативная нагрузка на 1 *см* балки в *кг*;
l — расчетный пролет в *см*;
$E = 100000$ *кг/см*^{2} — модуль упругости древесины;
I — момент инерции сечения в *см*^{4}.

Прогиб балок не должен превышать величин, приведенных в табл. VII.9.

Таблица VII 9

Предельные прогибы балок перекрытий

Конструкции	Предельные прогибы в долях от пролета l	Коэффициенты	
		c	k
Междуэтажные перекрытия . .	1/250	18,4	0,325
Чердачные перекрытия . . .	1/200	23,0	0,260

Проверку деревянных балок, работающих на изгиб, достаточно производить либо на прочность, либо на жесткость, в зависимости от отношения длины пролета к высоте поперечного сечения балки, т. е. от $\frac{l}{h}$, а именно *. деревянные балки пролетом $l \leqslant ch$ проверяются только на прочность по формуле (VII.11); деревянные балки пролетом $l > ch$ проверяются только на жесткость по формуле (VII.12). Коэффициент c для балок из сосны и ели, защищенных от увлажнения и нагрева, приведен в табл. VII.9.

При расчете по деформациям формула (VII.12) может быть приведена к виду, более удобному для определения необходимого момента инерции I **

$$I = kq^н l^3, \qquad \text{(VII.13)}$$

---

* Подставив в формулу (VII 11) значение $M = \frac{ql^2}{2}$, а в формулу (VII 12) значения $I = 0{,}5\,Wh$ и $f = \frac{1}{250}\,l$, и решив формулу (VII.12) относительно W, приравниваем указанные формулы друг к другу

$$W = \frac{ql^2}{8R_н} = \frac{5 \cdot 2 \cdot 250 q^н l^3}{384Eh}.$$

Решая полученное выражение относительно l (при $g = p$ и $q = 1{,}25\,q^н$) и подставив вместо величин $R_н$ и E их действительные значения, получим $l = ch = 18{,}4\,h$.

Аналогичным образом при $f = \frac{1}{200}\,l$ получим $l = 23\,h$

** Подставив в формулу (VII 13) значения $E = 100000$ *кг/см*^{2}, $f = \frac{1}{n}l$ и $n = 250$, получим выражение для момента инерции

$$I = \frac{5q^н l^4}{384E\,\frac{1}{n}\,l} = \frac{5q^н l^3 250}{384 \cdot 100\,000 \quad 1} = 0{,}325 q^н l^3 = kq^н l^3.$$

где k — коэффициент, приведенный в табл. VII.9 и зависящий от прогиба;

l — расчетный пролет балки в *м*.

Деревянные балки перекрытий, кроме обычного расчета их на прогиб от полной нормативной нагрузки, проверяются на зыбкость путем расчета на прогиб от сосредоточенного груза 60 *кг*; величина прогиба при этом не должна превышать 0,05 *см*.

Пример 16. Рассчитать деревянную балку перекрытия при следующих данных: $l=4{,}50$ *м*, собственный вес 1 $м^2$ перекрытия $g^н=200$ *кг*; временная нагрузка $p^н=150$ $кг/м^2$; расстояние между осями балок $a=0{,}9$ *м*; древесина — сосна ($R_и=130$ $кг/см^2$). Расчетная нагрузка на 1 *м* балки

$$q=(g^н n+p^н n)\,a=(200\cdot 1{,}1+150\cdot 1{,}4)\,0{,}9=387\ кг.$$

Необходимый момент сопротивления по формуле (VII.11) из условия прочности

$$W_{расч}=\frac{M}{R_и}=\frac{0{,}125\cdot 387\cdot 4{,}5^2}{130}=755\ см^3.$$

По табл IX.15 принимаем брус сечением 8×24 *см* ($W=768$ $см^3$).

Отношение $l:h=450\cdot 24=18{,}7\approx c=18{,}4$. Поэтому расчет балки по второму предельному состоянию — на прогиб — не производим.

Пример 17. Рассчитать деревянную балку по данным примера 16, но при $l=6{,}00$ *м*.

Необходимый момент сопротивления сечения балки по формуле (VII.11) из условия прочности

$$W=\frac{0{,}125\cdot 387\cdot 6{,}0^2}{130}=1340\ см^3.$$

По табл. IX.15 принимаем брус сечением $b\times h=12\times 26$ *см* ($W=1352$ $см^3$).

Отношение $l:h=600:26=23{,}1>c=18{,}5$, помещенного в табл. VII.9. Поэтому расчет балки на прогиб необходим.

Нормативная нагрузка на 1 *м* балки

$$q^н=(g^н+p^н)\,a=(200+150)\,0{,}9=315\ кг.$$

Требуемый момент инерции из условия жесткости балки на прогиб при $f=\frac{1}{250}l$ по формуле (VII.13)

$$I=kq^н l^3=0{,}325\cdot 315\cdot 6{,}0^3=22\,100\ см^4.$$

По табл. IX.15 принимаем брус сечением 15×26 *см* ($I=21970$ $см^4$).

Расчет балок по графику

Для облегчения расчета балок составлен график (рис. VII.57), на котором показана зависимость между переменными величинами l, q, b и h. С помощью графика по заданным трем величинам определяют четвертую величину. На практике величины l и q обычно известны; задавшись величиной h, находим по графику ширину поперечного сечения балки b.

На графике проведена горизонтальная линия a—a. Если l пересекает h ниже линии a—a, расчет ведется на прочность по расчетной нагрузке q; при пересечении l и h выше линии a—a расчет ведется на прогиб по нормативной нагрузке $q^н$.

График построен при $R_и=130$ $кг/см^2$; $f={}^1/_{250}\,l$; $E=100000$ $кг/см^2$. При других значениях величин $R'_и$, f', E' и $m'_и$ величины b, найденные по графику, умножаются соответственно на отношения $\frac{R_и}{R'_и}$, $\frac{f}{f'}$, $\frac{E}{E'}$ и $\frac{m_и}{m'_и}$. При размерах сечений более 14×14 *см* необходимо увеличить расчетное сопротивление до $R_и=150$ $кг/см^2$.

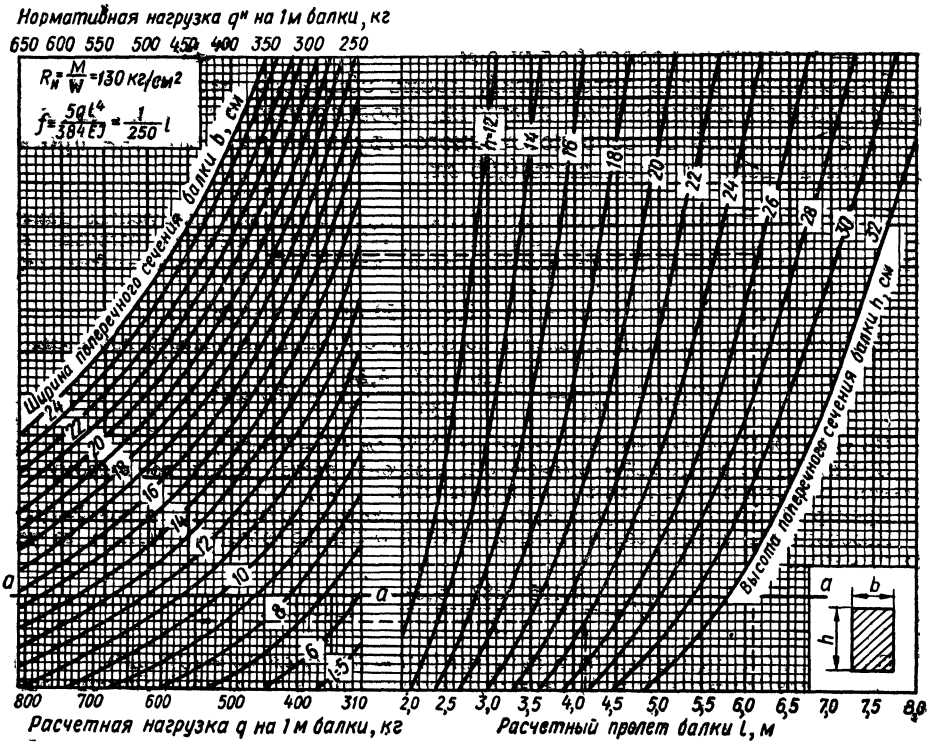


Рис. VII.57. График для расчёта деревянных балок.

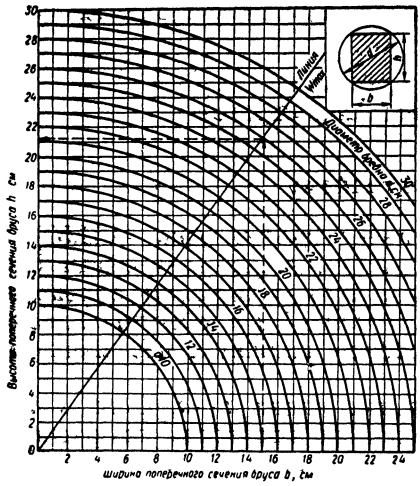


Рис. VII.58. График для нахождения диаметров бревен и соответствующих размеров брусьев.

Пример 18. Найти сечение деревянной балки перекрытия при таких данных: $l \doteq 6{,}1$ *м*, $h = 26$ *см*; отношение $l : h = 610 : 26 = 23{,}4 > 18{,}4$, расчет ведем на прогиб.

Нормативная нагрузка $q^н = 360$ *кг/м*; по графику (рис. VII 57) находим $b = 18{,}3$ *см*.

Для балки чердачного перекрытия, когда $f = \frac{1}{200} l$,

$$b = 18{,}3 \frac{f}{f'} = 18{,}3 \frac{200}{250} = 14{,}6 \text{ см}.$$

Пример 19. Найти сечение деревянной балки при таких данных. $l = 4{,}2$ *м*, $h = 24$ *см*; отношение $l : h = 420 . 24 = 17{,}5$.

Расчет ведем на прочность Расчетная нагрузка $q=550$ *кг/м*, по графику (рис. VII.57) находим $b=9{,}7$ *см*

Деревянные балки перекрытий часто выпиливаются на месте строительства из бревен соответствующего диаметра Минимальный диаметр бревен, необходимый для получения балок расчетного поперечного сечения, находим по графику, приведенному на рис. VII.58.

ПЕРЕКРЫТИЯ ПО МЕТАЛЛИЧЕСКИМ БАЛКАМ

КОНСТРУКЦИЯ ПЕРЕКРЫТИЯ

Перекрытия по металлическим балкам по сравнению с железобетонными требуют большего расхода металла, но имеют меньшую строительную высоту.

Для перекрытий обычно применяются прокатные балки двутаврового профиля, реже швеллеры, так как сечения этих профилей рабо-

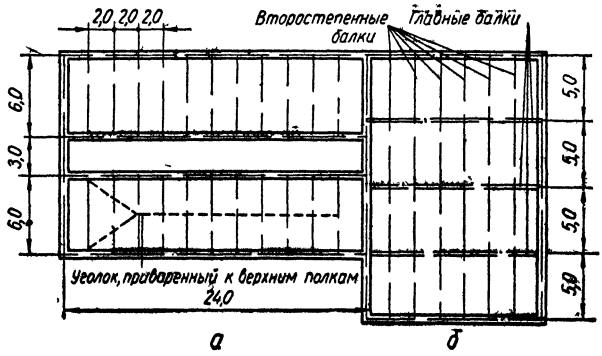


Рис. VII.59. Схема перекрытия и опирание балок:
а — на стены; *б* — на главные балки.

тают на поперечный изгиб в вертикальной плоскости (относительно оси $x—x$) более эффективно, чем сечения другого профиля.

Наряду с этим двутавровые балки имеют малую ширину полок и обладают малой жесткостью в горизонтальной плоскости (относительно оси $y—y$), вследствие чего под влиянием вертикальной нагрузки теряют общую устойчивость раньше, чем краевые напряжения достигают расчетного сопротивления. Это обстоятельство учитывается при конструировании и подборе сечения балок.

Расположение балок в плане связано с величинами пролетов перекрываемых помещений. Обычно в гражданских зданиях продольные стены или прогоны, как правило, служат опорами. Балки укладывают поперек здания (рис. VII.59) на равных расстояниях друг от друга (1,5—2,5 *м*). При больших пролетах схема перекрытия обычно представляет систему взаимно перпендикулярных балок — главных и второстепенных (рис. VII.59). Сопряжение второстепенных балок с главными приведено на рис. VII.60.

На рис. VII.60, *а* показан наиболее простой способ сопряжения — укладка второстепенных балок на верхние полки главной балки. Однако этот способ требует большой строительной высоты и создает ребра снизу потолка, что в гражданских зданиях не всегда отвечает архитектурным требованиям. Если второстепенные балки уложены на одном уровне

с верхней полкой главной балки (рис. VII.60, *б*), уменьшается строительная высота перекрытия, но несколько усложняется конструкция сопряжения.

На рис. VII.60, *в* второстепенные балки уложены на уровне нижних полок главных балок. Это позволяет создать гладкий потолок, улучшает работу плиты, так как она становится опертой по контуру, но усложняет конструкцию заполнения.

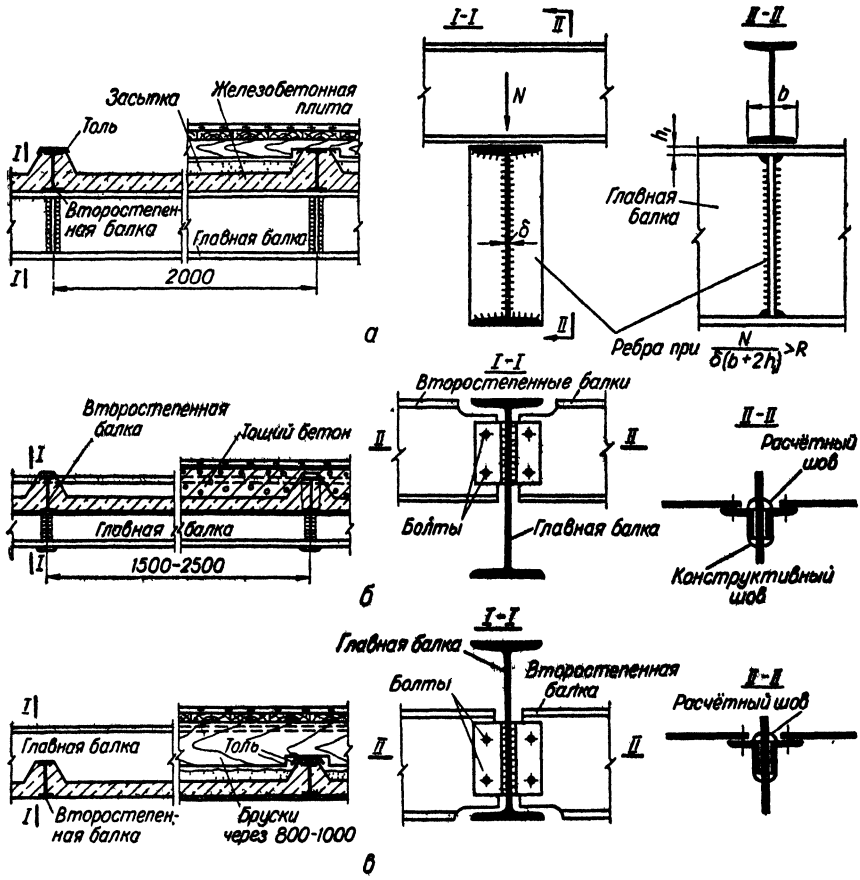


Рис. VII.60. Схемы сопряжения второстепенных балок с главными:
а — второстепенные балки, уложенные по главной балке; *б* — верхние полки второстепенных и главной балок расположены на одной отметке; *в* — нижние полки второстепенных балок и главной расположены на одной отметке.

Выбор типа сопряжения решается в каждом случае в соответствии с предъявляемыми к перекрытию требованиями.

Огнестойкость перекрытия по металлическим балкам зависит в основном от конструкции и материала заполнения.

Когда пространство между балками заполнено несгораемой конструкцией (железобетонная плита, пустотелые керамические, гипсобетонные и другие камни) и выступающие части балок обетонированы, перекрытие относится к огнестойким (рис. VII.61).

Если пространство между балками заполнено сгораемой конструкцией (накат из пластин, щитовой дощатый настил и др.), защищенной

от возгорания снизу штукатуркой, а сверху глиняной смазкой и засыпкой (рис. VII.62), перекрытия относятся к трудносгораемым. Применение той или иной конструкции заполнения зависит от класса сооружения.

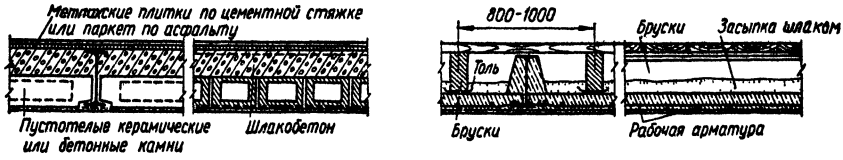


Рис. VII.61 Детали огнестойких перекрытий.

При небольших расстояниях между балками пространство между ними иногда заполняется бетонными сводиками (рис. VII.63). Недостатком этого типа заполнения является наличие распора в крайних сводиках, большой собственный вес и большая трудоемкость.

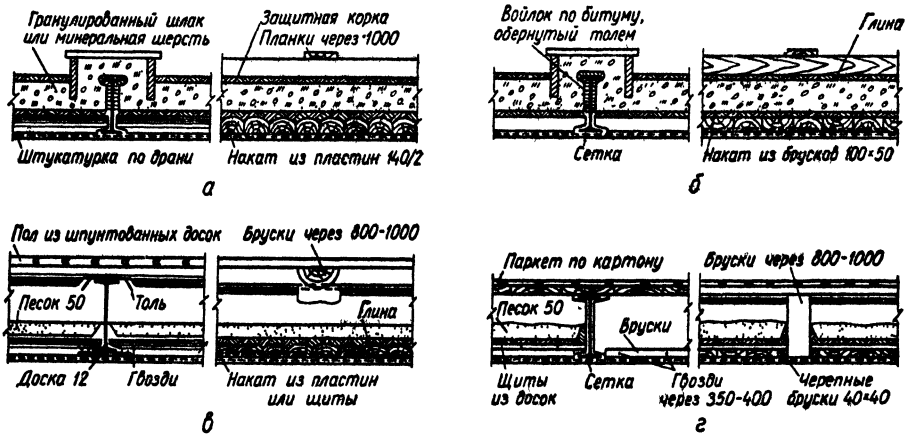


Рис VII.62 Перекрытия с деревянным заполнением:
а, б — чердачные; *в, г* — междуэтажные.

Заполнение размещается по нижним (рис. VII.64) или верхним полкам балок (рис. VII.65).

В первом случае потолок получается гладким, легко поддающимся архитектурному оформлению; во втором случае балки либо закры-

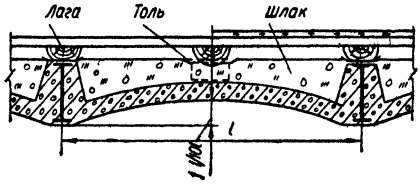


Рис. VII 63 Перекрытие по сводикам.

ваются штукатуркой по металлической сетке, либо оставляются снизу открытыми.

Толщина однопролетной плиты h и сечение арматуры F_a Таблица VII.10

Пролет плиты l в м	Высота плиты в см и площадь арматуры в см²	Расчетная нагрузка на 1 м² плиты q в кг												
		300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	900	1000
1,00	h	6	6	6	6	6	6	6	6	6	7	7	7	7
	F_a	0,68	0,68	0,68	0,68	0,72	0,80	0,87	0,94	1,03	0,91	0,96	1,12	1,25
1,10	h	6	6	6	6	6	6	6	7	7	7	7	7	7
	F_a	0,68	0,68	0,70	0,80	0,88	0,96	1,94	0,96	1,03	1,10	1,20	1,32	1,47
1,20	h	6	6	6	6	6	7	7	7	7	7	7	7	7
	F_a	0,68	0,73	0,84	0,94	1,09	0,96	1,05	1,14	1,23	1,32	1,40	1,57	1,76
1,30	h	6	6	6	6	7	7	7	7	7	7	7	7	8
	F_a	0,75	0,86	1,00	1,12	1,02	1,12	1,23	1,34	1,43	1,53	1,66	1,85	1,74
1,40	h	6	6	6	7	7	7	7	7	7	7	8	8	8
	F_a	0,87	1,00	1,14	1,07	1,20	1,30	1,42	1,53	1,66	1,80	1,62	1,82	2,05
1,50	h	6	6	7	7	7	7	7	7	8	8	8	8	8
	F_a	0,98	1,14	1,09	1,23	1,38	1,51	1,65	1,78	1,62	1,74	1,85	2,09	2,31
1,60	h	7	7	7	8	7	7	7	8	8	8	8	8	8
	F_a	0,94	1,09	1,25	1,42	1,56	1,70	1,86	1,71	1,84	1,97	2,10	2,34	2,64
1,70	h	7	7	7	7	7	7	8	8	8	8	8	8	8
	F_a	1,06	1,23	1,42	1,58	1,76	1,94	1,78	1,93	2,06	2,21	2,36	2,66	3,95
1,80	h	7	7	7	7	7	8	8	8	8	8	8	8	8
	F_a	1,18	1,39	1,59	1,79	1,98	1,83	2,20	2,16	2,32	2,47	2,64	2,97	3,31
1,90	h	7	7	7	7	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	F_a	1,34	1,56	1,77	1,98	1,87	2,09	2,22	2,38	2,58	2,78	2,98	3,32	3,66
2,00	h	7	7	7	8	8	8	8	8	8	8	8	9	9
	F_a	1,48	1,71	1,94	1,86	2,09	2,26	2,46	2,66	2,86	3,07	3,27	3,19	3,55
2,10	h	7	7	8	8	8	8	8	8	8	8	9	9	9
	F_a	1,62	1,89	1,82	2,09	2,26	2,50	2,72	2,95	3,18	3,40	3,14	3,53	3,92
2,20	h	8	8	8	8	8	8	8	8	9	9	9	9	9
	F_a	1,50	1,75	1,98	2,24	2,48	2,72	2,98	3,22	2,80	3,00	3,20	3,60	4,00
2,30	h	8	8	8	8	8	8	8	9	9	6	3	9	9
	F_a	1,63	1,90	2,18	2,45	2,72	2,98	3,26	3,06	3,27	3,50	3,72	4,20	4,66
2,40	h	8	8	8	8	8	8	9	9	9	9	9	9	9
	F_a	1,76	2,07	2,37	2,66	2,96	3,26	3,07	3,32	3,58	3,84	4,08	4,58	5,10
2,50	h	8	8	8	8	8	9	9	9	9	9	9	10	10
	F_a	1,92	2,24	2,57	2,88	3,20	3,05	3,32	3,60	3,81	4,15	4,44	4,40	4,90
2,60	h	8	8	8	8	9	9	9	9	9	9	10	10	10
	F_a	2,06	2,43	2,76	3,12	3,00	3,30	3,60	3,90	4,20	4,50	4,24	4,75	5,38
2,70	h	8	8	8	9	9	9	9	9	9	10	10	10	10
	F_a	2,24	2,62	2,98	2,92	3,24	3,57	3,88	4,21	4,53	4,28	4,58	5,13	5,70
2,80	h	8	8	9	9	9	9	9	9	10	10	10	10	10
	F_a	2,42	2,82	2,78	3,12	3,48	3,82	4,16	4,51	4,28	4,60	4,90	5,52	6,14
3,00	h	9	9	9	9	9	9	9	10	10	10	10	11	11
	F_a	2,39	2,79	3,19	3,59	3,99	4,38	4,78	4,56	4,93	5,28	5,64	5,95	6,65
3,20	h	9	9	9	9	9	9	10	10	10	10	11	11	11
	F_a	2,72	3,17	3,64	4,08	4,54	5,00	4,80	5,20	5,62	6,02	6,05	6,65	7,55

Примечание. Таблица составлена для бетона марки 150 и выше, арматуры из стали класса А-1 (R_a=2100 кг/см²), при другой марке стали площадь арматуры, найденная по таблице, умножается на отношение $\frac{2100}{R}$.

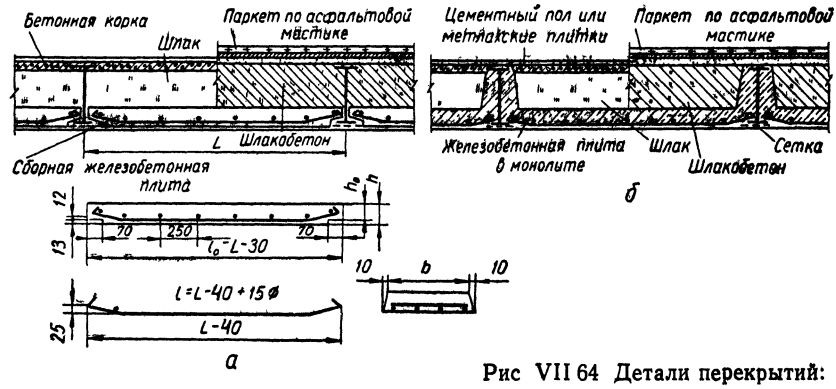


Рис VII 64 Детали перекрытий:
а — со сборными плитами, *б* — с плитой в монолите

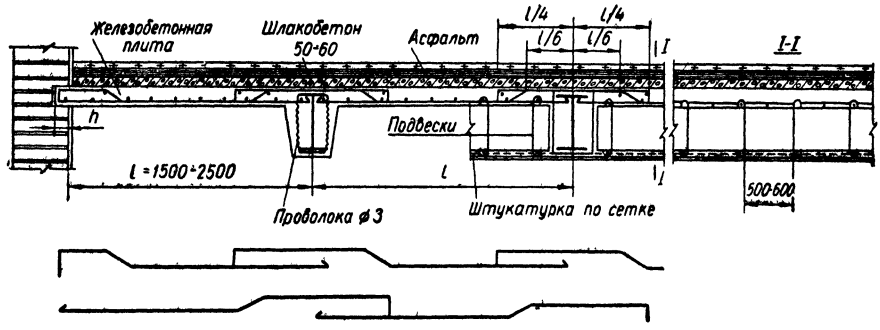


Рис. VII.65. Перекрытие с огнестойким заполнением.

При заполнении пространства между балками однопролетными железобетонными плитами их толщина h и сечение арматуры F_a принимаются по табл. VII.10 в зависимости от нагрузки на 1 $м^2$ и пролета плиты.

РАСЧЕТ ПРОКАТНЫХ БАЛОК

Расчет прокатных балок производится по двум предельным состояниям: по несущей способности и по деформациям. Расчет по несущей способности — прочности, устойчивости — производится на действие расчетной нагрузки; расчет по деформациям — на действие нормативных нагрузок.

Расчет по несущей способности. Прочность прокатных балок при изгибе проверяется:

в одной из главных плоскостей — по формуле

$$\frac{M}{W_{нт}} \leqslant R \text{ и } \frac{QS}{Ib} \leqslant R_{ср}, \qquad \text{(VII.14)}$$

в двух главных плоскостях — по формуле

$$\frac{M_x}{I_{x\,нт}} y \pm \frac{M_y}{I_{y\,нт}} x \leqslant R, \qquad \text{(VII.15)}$$

где M, M_x, M_y — расчетные изгибающие моменты в плоскостях главных осей в *кгсм*;

$W_{нт}$ — момент сопротивления сечения балки нетто в $см^3$;

Q — поперечная сила в *кг*;

S — статический момент (брутто) сдвигающейся части сечения относительно нейтральной оси в *см*³;

δ — толщина стенки в *см*;

$I_{x\text{нт}}$, $I_{y\text{нт}}$ — момент инерции сечений в главных плоскостях в *см*⁴;

x и y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей;

R и $R_{\text{ср}}$ — расчетные сопротивления стали изгибу и срезу в *кг/см*² (табл. VII.11).

Таблица VII.11

Расчетные сопротивления R в *кг/см*² прокатной стали, установленные из условия достижения металлом предела текучести

Вид напряженного состояния	Условное обозначение	Марка углеродистой стали		Марка низколегированной стали			
		Сталь 3 Сталь 4	Сталь 5	14Г2 и 15ГС при толщине проката в *мм*		10Г2С 10Г2СД 15ХСНД	10ХСНД
				20 и менее	21—32		
Растяжение, сжатие и изгиб	R	2100	2300	2900	2800	2900	3400
Срез	$R_{\text{ср}}$	1300	1400	1700	1700	1700	2000
Смятие торцовой поверхности (при наличии пригонки)	$R_{\text{см.т}}$	3200	3400	4300	4200	4300	5100
Смятие местное при плотном касании	$R_{\text{см.м}}$	1600	1700	2200	2100	2200	2500
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью)	$R_{\text{с.к}}$	80	90	110	110	110	130

Примечания: 1. Наименования Сталь 3, Сталь 4 и Сталь 5 охватывают все марки соответствующей углеродистой стали обыкновенного качества независимо от способа изготовления (мартеновская или конвертерная, кипящая, полуспокойная или спокойная) и условий поставки (одновременно по механическим свойствам и химическому составу или только по механическим свойствам). На чертежах стальных конструкций и в документации по заказу металла следует указывать точное наименование принятой марки стали и дополнительные требования по соответствующему стандарту.

2. Указанные в таблице значения расчетных сопротивлений установлены: для прокатной углеродистой стали обыкновенного качества сортовой толщиной до 100, фасонной до 20 *мм*, листовой и широкополосной — до 40 *мм* включительно; для прокатной низколегированной стали (сортовой, фасонной, листовой и широкополосной) толщиной от 4 до 32 *мм* включительно.

3. При толщине прокатной стали, превышающей величины, указанные в примечании 2, расчетные сопротивления назначаются в соответствии с браковочным значением предела текучести, устанавливаемым стандартами, техническими условиями или соглашением между потребителем и поставщиком стали и принимаемым за нормативное сопротивление стали растяжению, сжатию и изгибу (основное). При этом коэффициент однородности принимается не выше 0,85 для углеродистой стали и не выше 0,8 для низколегированной. Производные расчетные сопротивления определяются в этом случае путем умножения основного расчетного сопротивления на коэффициенты перехода.

Разрезные балки постоянного сечения, несущие статическую нагрузку, проверяются на прочность по пластическому моменту сопротивления $W^{\text{п}}$ при условии соблюдения следующих требований:

должна быть обеспечена общая устойчивость балки (это будет иметь место, если распределенная нагрузка передается на сжатый пояс балки через сплошной жесткий настил);

отношение ширины свеса пояса к его толщине не превышает 10;

отношение расчетной высоты стенки к ее толщине не превышает $80\sqrt{\frac{2100}{R}}$;

касательные напряжения в местах наибольшего изгибающего момента не превышают $0{,}3\,R$.

Пластический момент сопротивления $W^{п}$ равен удвоенному статическому моменту половины площади сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения (рис. VII.66).

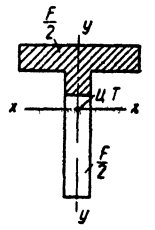


Рис. VII 66. Схема сечения для определения величины $W^{п}$.

Вводимая в расчет величина $W^{п}$ не должна превышать $1{,}2\,W$. Для проектных двутавровых и швеллерных профилей следует принимать: $W^{п}=1{,}12\,W$ — при изгибе в плоскости стенки; $W^{п}=1{,}2\,W$ — при изгибе параллельно полкам.

Расчетные изгибающие моменты в неразрезных и заделанных балках постоянного сечения (прокатных и сварных) со смежными пролетами, отличающимися не более чем на 20%, несущих статическую нагрузку, определяются из условия выравнивания опорных и пролетных моментов; при этом проверка прочности производится по формуле (VII.14).

Значения расчетного момента $M_{расч}$ в неразрезных балках со свободно опертыми концами определяют по формулам и принимают большую из величин:

$$M_{расч}=\frac{1}{1+\frac{u}{l}}\,M_1; \qquad \text{(VII.16)}$$

$$M_{расч}=0{,}5M_2, \qquad \text{(VII.17)}$$

где M_1, M_2 — наибольшие изгибающие моменты соответственно в крайнем и промежуточном пролетах, вычисленные, как в свободно опертой однопролетной балке;

u — расстояние от сечения, отвечающего моменту M_1, до крайней опоры ($u=0{,}4\,l$ при равномерно распределенной нагрузке).

В однопролетных и неразрезных балках с заделанными концами $M_{расч}=0{,}5\,M$ (где M — наибольший из моментов, вычисленных как в балке с шарнирными опорами).

Под влиянием нагрузки балки могут потерять, кроме прочности, общую устойчивость. Общую устойчивость балки проверяют по формуле

$$\frac{M}{\varphi_б W}\leqslant R, \qquad \text{(VII.18)}$$

где M и W — изгибающий момент и момент сопротивления сечения в плоскости наибольшей жесткости;

$\varphi_б$ — коэффициент общей устойчивости

Проверка общей устойчивости не требуется при передаче распределенной статической нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки (железобетонные или армопенобетонные плиты и др.), а также при отношениях расчетной длины балки l к ширине сжатого пояса b, не превышающих величин, приведенных в табл. VII.12.

Таблица VII.12

Наибольшие отношения $\frac{l}{b}$, при которых не требуется проверка устойчивости балок из стали марок Сталь 3 и Сталь 4

Тип балок	$\frac{h}{b}$	$h/\delta_1 = 100$			$h/\delta_1 = 50$		
		При нагрузке, приложенной к поясу		При наличии промежуточных закреплений верхнего пояса независимо от места приложения нагрузки	При нагрузке, приложенной к поясу		При наличии промежуточных закреплений верхнего пояса независимо от места приложения нагрузки
		верхнему	нижнему		верхнему	нижнему	
Сварные	2	18	28	22	19	30	23
	4	16	26	19	18	27	21
	6	15	24	18	16	25	19
Клепаные	2	21	30	24	30	42	33
	4	18	28	21	25	35	27
	6	16	25	19	21	32	24

Примечание. Здесь l — расчетная длина балки, равная расстоянию между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений или расстоянию между поперечными связями, препятствующими повороту сечения балки; b — ширина сжатого пояса — верхней полки двутавра; h — полная высота сечения балки; δ_1 — толщина сжатого пояса.

В гражданских зданиях, где заполнение между балками обычно является конструкцией, препятствующей потере общей устойчивости балки, коэффициент $\varphi_6 = 1$ независимо от длины пролета. Когда же заполнение не может обеспечивать устойчивость, верхние полки балок посередине или в третях пролета закрепляются уголком, фиксирующим их положение от потери устойчивости (см. рис. VII.59).

Расчет по деформациям. Вертикальные деформации (прогибы) металлических балок перекрытий не должны превышать величин, определенных нормами.

Предельные деформации (прогибы) балок перекрытий f в долях от пролета:

Балки междуэтажных перекрытий:	
главные	1/400
прочие.	1/250
Балки покрытий и чердачных перекрытий:	
главные	1/250
прогоны и обрешетки	1/200

При наличии штукатурки прогиб балок перекрытий только от полезной нагрузки должен быть не более 1/350 l.

Прогиб однопролетных балок f определяют по формуле

$$f = \frac{5q^{н}l^4}{384EI}, \qquad \text{(VII.19)}$$

где $q^{н}$ — нормативная нагрузка на 1 *см* балки в *кг*;
l — расчетный пролет балки в *см*;
E — модуль упругости стали в *кг/см*^{2};
I — момент инерции сечения в *см*^{4}.

Проверку деформаций можно не производить, если отношение пролета балки к высоте сечения $\frac{l}{h}$ не превышает следующих величин (при $R=2100$ *кг/см*², $\varphi_б=1$, $\frac{q}{p}=0{,}75\div1{,}25$):

Предельные прогибы в долях от пролета l	1/400	1/250	1/200
Предельные величины $\frac{l}{h}$. . . .	15,0	24,0	30,0

Когда отношение $\frac{l}{h}$ больше приведенных величин, сечение неэкономично; в таких случаях следует увеличивать расстояние между балками и добиться того, чтобы прочность балки использовалась полностью.

При расчете по деформациям формула (VII.19) может быть приведена к виду, более удобному для определения необходимого момента инерции I *

$$I=cq^{н}l^{3}, \qquad \text{(VII.20)}$$

где l — расчетный пролет балки в *м*;

c — коэффициент, зависящий от предельного прогиба f:

Предельный прогиб $f=\frac{1}{n}l$ . .	$^1/_{400}\,l$	$^1/_{350}\,l$	$^1/_{250}\,l$	$^1/_{200}\,l$
Коэффициент c	2,48	2,17	1,55	1,24

Пример 20. Найти момент сопротивления двутавровой прокатной балки из стали марки ВСт.3кп при следующих данных: $l=5{,}60$ *м*; $g^{н}=400$ *кг/м*², $p^{н}=300$ *кг/м*², расстояние между осями балок $a=2{,}3$ *м*. Балка закреплена от потери общей устойчивости.

Расчетная нагрузка на 1 *м* балки

$$g=(g^{н}n+p^{н}n)\,a=(400\cdot1{,}1+300\cdot1{,}4)\,2{,}3=1980\ кг/м.$$

Необходимый момент сопротивления определяем по формуле (VII 14), исходя из условия прочности

$$W_{нт}=\frac{0{,}125ql^{2}}{R}=\frac{0{,}125\cdot1980\cdot5{,}6^{2}}{2100}=371\ см^{3}.$$

По табл 14 приложения принимаем I № 24 *а*.

Отношение $l\ h=560\ 24=23{,}4<c=24$ при стали марки ВСт 3кп и $f={}^1/_{250}\,l$ Поэтому расчет балки по второму предельному состоянию на прогиб не производим

Пример 21. Найти профиль прокатной балки при $l=6{,}6$ *м*, $g^{н}=350$ *кг/м*², $p^{н}=200$ *кг/м*², $a=1{,}4$ *м*

Расчетная нагрузка на 1 *м* балки

$$q=(350\ \ 1{,}1+200\cdot1{,}4)\,1{,}4=915\ кг.$$

Требуемый момент сопротивления по формуле (VII 14)

$$W=\frac{0{,}125\cdot915\cdot6{,}60^{2}}{2100}=238\ см^{3}.$$

По табл 14 приложения может быть принят I № 22 *а*

Отношение $l\cdot h=660\ \ 20=33>c=24$. Необходим расчет балки на прогиб

Нормативная нагрузка на 1,0 *м* балки

$$q^{н}=(g^{н}+p^{н})\,a=(350+200)\,1{,}4=770\ кг.$$

---

* Подставив в формулу (VII 19) значения $E=2\,100000$ *кг/см*², $f=\frac{1}{n}l$ и $n=250$, получим выражение для момента инерции

$$I=\frac{5q^{н}l^{4}}{384E\frac{1}{n}l}=\frac{5q^{н}l^{3}250}{384\cdot2\,100\,000\cdot1}=1{,}55q^{н}l^{3}=cq^{н}l^{3}.$$

Требуемый момент инерции из условий жесткости балки на прогиб при $f = {}^1/_{250}\,l$ по формуле (VII 20)

$$I = 1{,}55 \cdot 7{,}7 \cdot 6{,}60^3 = 3430\ см^4.$$

Принимаем I № 24 (момент инерции $I = 3400\ см^4$).

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ КРУГЛОЙ ФОРМЫ В ПЛАНЕ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОМЕНТОВ В КРУГЛОЙ ПЛИТЕ

Круглая плита, опертая по контуру и нагруженная симметричной относительно оси z нагрузкой q (рис. VII.67), деформируется симметрично относительно центра. При этом в точках, лежащих на одинаковом расстоянии r от центра (в кольцевых сечениях), возникают равные по величине усилия (рис VII.68):

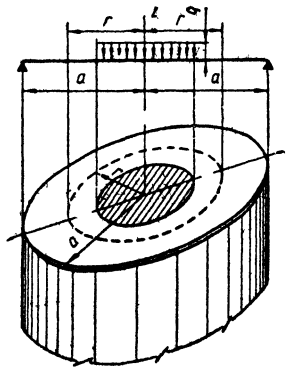


Рис. VII 67. Расчетная схема круглой плиты.

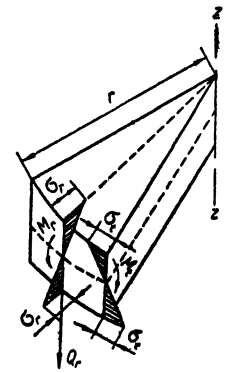


Рис. VII 68. Усилия в сечениях круглой плиты.

M_r — радиальный изгибающий момент на единицу длины кольцевого сечения;

M — тангенциальный изгибающий момент на единицу длины радиального сечения;

Q_r — поперечная сила на единицу длины кольцевого сечения.

Величины моментов M_r и M_t в любой точке плиты и их знаки зависят от расстояния r от рассматриваемой точки до центра плиты и условий опирания плиты (свободно опертая или защемленная). Для свободно опертой и для защемленной по периметру плиты величины моментов M_r и M_t определяют по формулам:

$$M_r = C_r q a^2; \qquad \text{(VII.21)}$$

$$M_t = C_t q a^2. \qquad \text{(VII.22)}$$

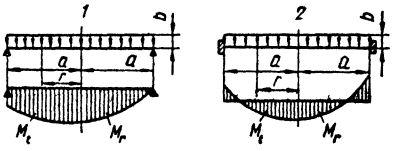
Коэффициенты C_r и C_t помещены в табл. VII.13 и зависят от отношений $r : a$ и условий опираний.

Эпюры моментов наглядно показывают характер изменения величин M_r и M_t по длине радиуса, а следовательно, места, где должна быть размещена рабочая арматура в плите.

Величины коэффициентов C_r и C_t могут быть найдены также по графику (рис. VII.69). В этом случае не требуется интерполяции, когда отношение $r : a$ не соответствует приведенному в табл. VII.13.

Таблица VII 13

Коэффициенты C_r и C_t



Коэффициент	Отношение r/a										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Свободно опертая плита (1)											
C_r	0,198	0,195	0,188	0,178	0,164	0,148	0,128	0,102	0,072	0,038	0,000
C_t	0,198	0,197	0,194	0,190	0,183	0,174	0,163	0,153	0,139	0,124	0,104
Плита, защемленная по контуру (2)											
C_r	0,073	0,071	0,065	0,056	0,041	0,023	0,002	—0,025	—0,054	—0,088	—0,125
C_t	0,073	0,072	0,069	0,065	0,058	0,049	0,040	0,027	0,013	—0,004	—0,021

Примечание. Табл VII.13 и график на рис. VII.69 составлены для значения коэффициента Пуассона $\mu = \frac{1}{6}$ по формулам, приведенным в «Инструкции по расчету неразрезных железобетонных плит и балок», ОНТИ, 1938.

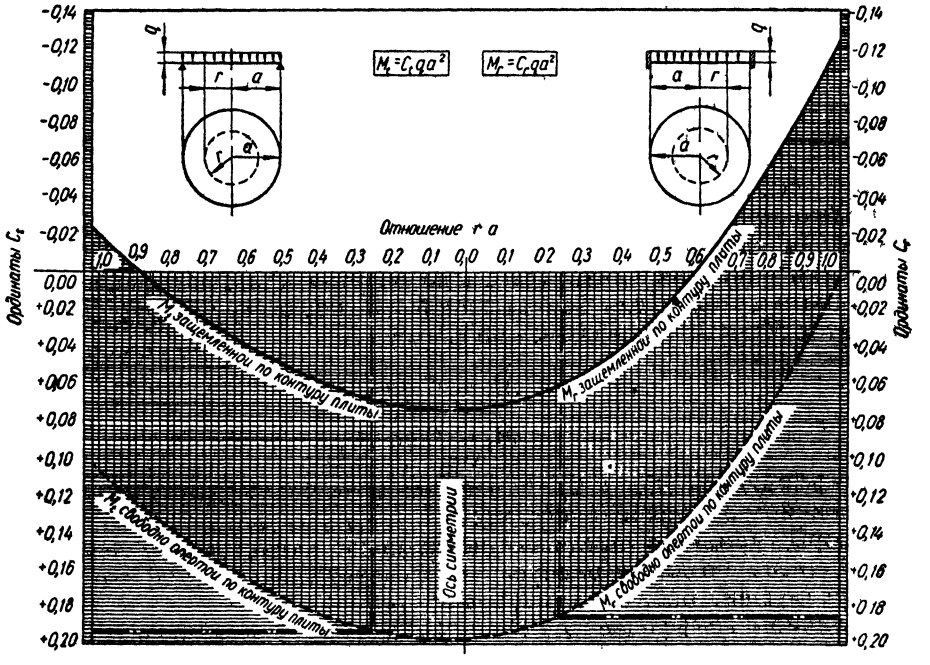


Рис. VII.69. График коэффициентов C_r и C_t для определения ординат эпюры моментов свободно опертой и защемленной по контуру круглой плиты.

Величину поперечной силы Q_r можно не определять, так как толщина плиты, найденная по изгибающему моменту, как правило, удовлетворяет условие I.62, и поперечной арматуры или отгибов по расчету не требуется.

Толщину круглой плиты рекомендуется принимать не менее ($^1/_{35} \div {}^1/_{40}$) d при свободном опирании и не менее ($^1/_{40} \div {}^1/_{45}$) d при защемлении по контуру (d — диаметр плиты). При таких отношениях $\frac{h}{d}$ прогиб плиты обычно не превышает прогиба, предусмотренного нормами, и проверки на жесткость можно не производить.

АРМИРОВАНИЕ КРУГЛЫХ ПЛИТ

В соответствии с принципом армирования железобетонных конструкций рабочие стержни располагаются по направлению действия моментов и воспринимают растягивающие усилия, вызванные этими моментами. В прямоугольной или в квадратной плите (рис. VII.70)

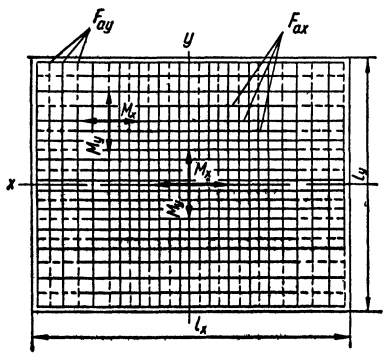


Рис. VII.70. Армирование прямоугольной плиты.

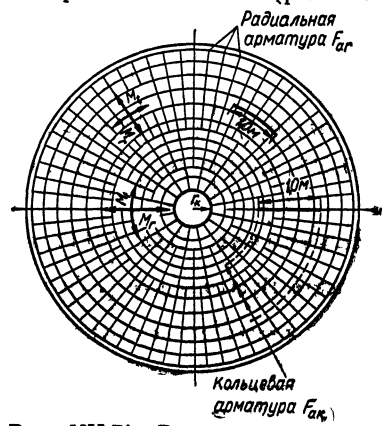


Рис. VII.71. Радиально-кольцевое армирование круглой плиты.

этот принцип, как правило, соблюдается. В круглых плитах это условие не всегда соблюдается. Армирование круглых плит бывает радиально-кольцевое, двух- и трехрядное.

Радиально-кольцевое армирование (рис. VII.71) состоит в том, что по направлению радиуса укладываются стержни, воспринимающие растягивающие усилия, вызванные радиальным моментом M_r, а по кругу укладываются кольцевые стержни, воспринимающие растягивающие усилия, вызванные тангенциальными моментами.

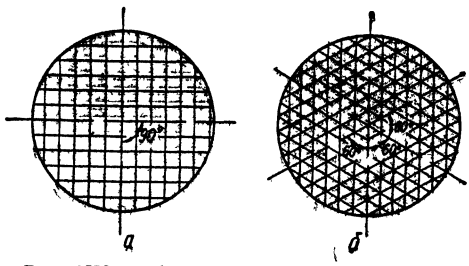


Рис. VII.72. Армирование круглой плиты: а — двухрядное, б — трехрядное.

Радиальные стержни не пересекаются в середине плиты, а обрываются на расстоянии $r_ц$ от центра ($r_ц = 0{,}4 \div 0{,}6$ *м*). В пределах кольца плита армируется прямоугольной сеткой с шагом и диаметром, равными шагу и диаметру кольцевой арматуры в середине плиты.

Площадь радиальной арматуры $F_{a\,р}$ на единицу длины кольцевого сечения и кольцевой арматуры $F_{a.к}$ на единицу радиального сечения

в любой точке плиты определяют по величине моментов M_r и M_t, действующих в этой точке, по формулам:

$$F_{а\,р} = \frac{M_r}{R_a z}; \qquad \text{(VII.23)}$$

$$F_{а\,к} = \frac{M_t}{R_a z}. \qquad \text{(VII.24)}$$

Обычно плечо внутренней пары z можно принять равным $0{,}9\,h_0$.

Стержни как кольцевые, так и радиальные принимаются одного диаметра. При этом в соответствии с эпюрой моментов расстояния между ними меняются.

При определении кольцевой и радиальной арматуры эпюры M_t и M_r обычно делят на равные участки и по максимальному моменту каждого участка находят площадь арматуры, диаметр и число стержней на 1 *м* радиального и кольцевого сечений.

Минимальное число радиальных стержней на 1 *м* кольцевой опоры, учитывая, что половина из этого числа (минимум три стержня) будет отогнута в верхнюю зону, принимают не менее 6 шт. Армирование плиты на опоре производится также кольцевой и радиальной арматурой в зависимости от условий опирания плиты (знака момента).

При двух- или трехрядном армировании стержни укладываются в двух взаимно перпендикулярных направлениях (рис. VII.72, *а*) или в трех направлениях (рис. VII.72, *б*) параллельно трем диаметрам, расположенным под углом 60°.

При двухрядном армировании направление стержней совпадает с направлением изгибающих моментов только двух взаимно перпендикулярных диаметров *1—1* (рис. VII.73, *а*). В точках, лежащих на этих

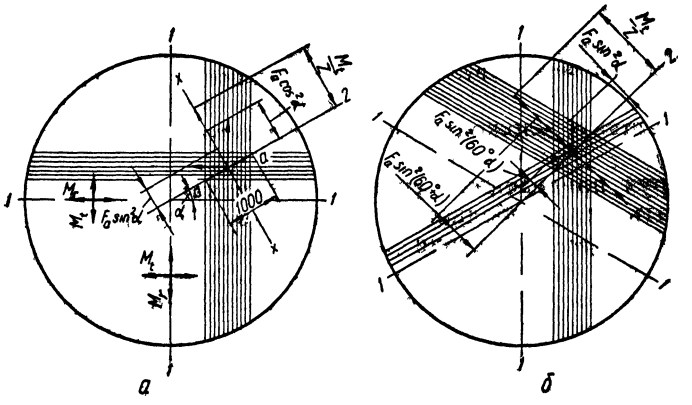


Рис VII 73 Распределение усилий по направлениям:
а — двухрядной арматуры, *б* — трехрядной арматуры.

диаметрах, растягивающие усилия, вызванные радиальными моментами, воспринимаются арматурой, направленной по этому диаметру, а растягивающие усилия, вызванные тангенциальным моментом, воспринимаются арматурой другого направления В точках же плит, лежащих на любом другом радиусе *2—2*, направленном под углом *α* и 90°—*α* к диаметру *1—1*, растягивающие усилия, вызванные моментами, воспринимаются стержнями обоих направлений. Площадь поперечного

сечения арматуры на единицу длины каждого направления определяется по формуле *

$$F_a = \frac{M_t}{R_a z}. \qquad \text{(VII.25)}$$

При трехрядном армировании (рис. VII.73) моменты в любой точке плиты воспринимаются стержнями всех трех направлений. Площадь поперечного сечения арматуры на единицу длины каждого из трех направлений определяют по формуле

$$F_a = \frac{M_t}{1{,}5 R_a z}. \qquad \text{(VII.26)}$$

Как видно из формул (VII.25) и (VII.26), суммарная площадь арматуры на всю плиту, необходимая для восприятия пролетных моментов (расход металла), при двухрядном и трехрядном армировании одинакова. Однако предпочтение следует отдать двухрядному армированию, как более простому в производстве, при котором общее плечо внутренней пары сил больше, чем в трехрядном.

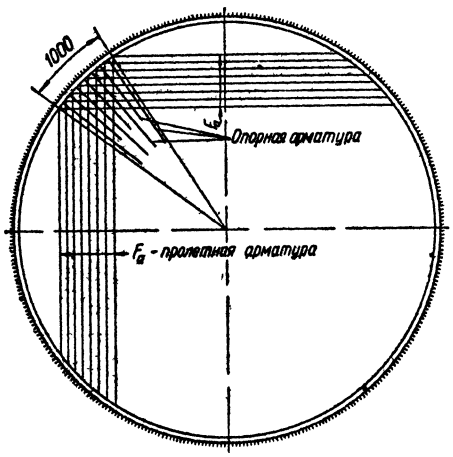


Рис. VII.74. Армирование круглой плиты, защемленной по контуру.

Армирование на опоре зависит от условий опирания плиты. При свободном опирании радиальные моменты на опоре равны нулю; тангенциальные моменты положительны и воспринимаются пролетной арматурой, доведенной до опоры. При защемлении плиты радиальные и тангенциальные моменты на опоре отрицательны и вызывают в верхней зоне плиты растягивающие усилия, которые воспринимаются радиальными коротышами, уложенными в растянутой зоне плиты на опоре (рис. VII.74).

Анализируя приведенные типы армирования круглых плит, можно рекомендовать при свободном опирании двухрядную систему армирования, так как при отсутствии опорных моментов арматура, уложенная в пролете в двух взаимно перпендикулярных направлениях, воспринимает все растягивающие усилия и является весьма простой в производстве.

Круглые плиты, защемленные по контуру, в которых радиальные опорные моменты больше пролетных и отрицательны по знаку, следует

---

* Выделим на радиусе 2—2 отрезок *а—в* длиной, равной единице, и приравняем тангенциальные усилия $\frac{M_t}{z}$, приходящиеся на этот отрезок, проекциям усилий, которые в состоянии воспринять стержни обоих направлений, пересекающие единицу длины радиуса

$$\frac{M_t}{z} = F_a \cos\alpha R_a \cos\alpha + F_a \sin\alpha R_a \sin\alpha + F_a R_a (\cos^2\alpha + \sin^2\alpha) = F_a R_a.$$

Аналогичным путем найдено выражение (VII.26) для определения площади арматуры в каждом направлении при трехрядном армировании (рис VII.73).

Подбор арматуры в пролете производится по тангенциальному моменту M_t, так как в любой точке плиты (в пролете) тангенциальный момент больше радиального.

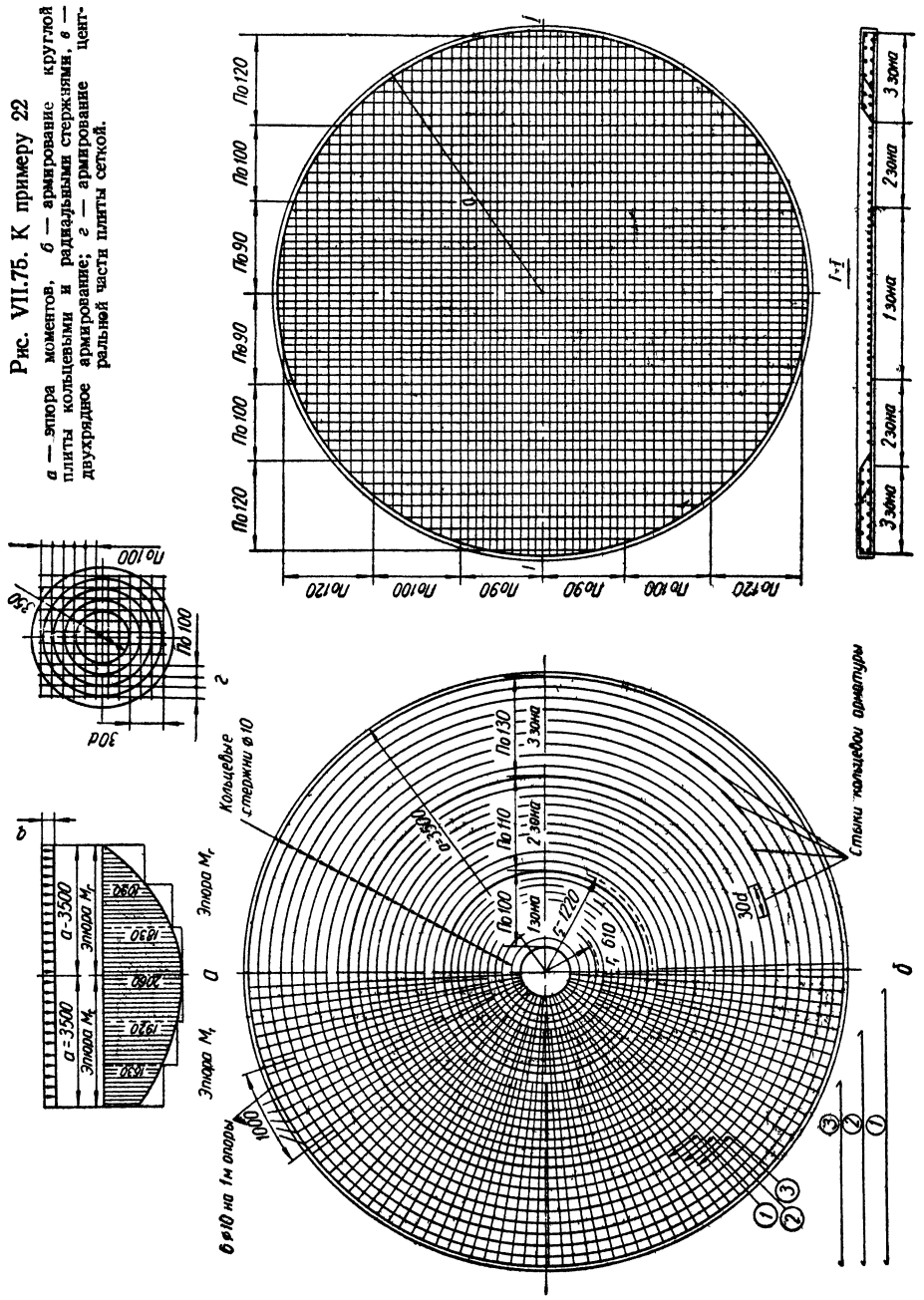


Рис. VII.75. К примеру 22

а — эпюра моментов, *б* — армирование круглой плиты кольцевыми и радиальными стержнями, *в* — двухрядное армирование; *г* — армирование центральной части плиты сеткой.

армировать радиально-кольцевой системой как более четкой в работе и требующей меньшего расхода металла. Центральная часть плиты может быть заармирована сварной сеткой с рабочими стержнями в двух направлениях.

Пример 22. Рассчитать железобетонную круглую плиту, свободно опертую по контуру, при следующих данных (рис. VII.75): радиус опирания плиты $a=3{,}50$ *м*; расчетная нагрузка $q=850$ *кг/м*^{2} равномерно распределена по всей плите.

Величины моментов M_r и M_t на 1 *м* кольцевого и радиального сечений определены по формулам (VII.21) и (VII.22) и сведены в таблицу.

Величины моментов M_r и M_t (к примеру 22)

Сечение $\frac{r}{a}$	Коэффициент C_r	Радиальный момент M_r в *кгм/м*	Коэффициент C_t	Тангенциальный момент M_t в *кгм/м*
0,0	0,198	2060	0,198	2060
0,2	0,188	1975	0,194	2030
0,4	0,164	1730	0,183	1915
0,6	0,128	1330	0,163	1720
0,8	0,072	780	0,139	1450
1,0	0,000	0	0,104	1082

Величина $qa^2=850\cdot 3{,}50^2=10400$ *кгм*.

На основании полученных данных построена эпюра моментов (рис. VII.75, *а*): справа от середины — для M_r и слева — для M_t.

Величина поперечной силы на опоре

$$Q=q\frac{a}{2}=850\frac{3{,}50}{2}=1490 \text{ кг}.$$

Производим подбор сечений. Полезную толщину плиты предварительно определяем по моменту в центре плиты $M_{макс}=M_r=M_t=2060$ *кгм/м* по формуле (I.43). По табл. I.16 задаемся коэффициентом $\alpha=0{,}13$ и соответствующим ему коэффициентом $r_0=2{,}88$. Подставляя значения r_0 и $R_и$ в формулу (I.43), найдем величину h_0

$$h_0=r_0\sqrt{\frac{M}{bR_и}}=2{,}88\sqrt{\frac{2060}{1\cdot 80}}=13 \text{ см}.$$

Принимаем полную толщину плиты $h=h_0+d+a_1=13+1+2=16$ *см* (a_1 — толщина защитного слоя).

Плита армирована в двух вариантах: кольцевыми и радиальными стержнями (рис. VII.75, *б*) и стержнями, уложенными в двух взаимно перпендикулярных направлениях — двухрядной системой (рис. VII.75).

Первый вариант. Для определения числа стержней на 1 *м* радиального и кольцевого сечения плиты эпюра (рис. VII.75, *а*) разделена на три зоны. По максимальному моменту каждой зоны подобрана площадь кольцевой арматуры $F_{а.к}$ на 1 *м* радиального сечения и радиальной арматуры $F_а$ на 1 *м* кольцевого сечения.

Центральная часть плиты армируется двухрядной сеткой с диаметром и шагом стержней, равным принятым для кольцевой арматуры. При этом полезная высота плиты принята:

при определении кольцевой арматуры $h_0=16-2=14$ *см*; при определении радиальной арматуры $h_0=14-1=13$ *см*.

Площадь арматуры определяем по формулам (I.40) и (I.41) с помощью табл. I.16. Подбор сечения арматуры сведен в таблицы. Арматура из стали класса А-I ($R_а=2100$ *кг/см*^{2}).

Кольцевые стержни уложены через 10, 11 и 13 *см*, радиальные — по 6 шт. на 1 *м* опоры. До центра доведена $^1/_3$ стержней; остальные оборваны на расстоянии r_1 и r_2 от центра с таким расчетом, чтобы число стержней на 1 *м* любого кольцевого сечения было не менее расчетного. Концы оборванных стержней отогнуты из растянутой зоны в сжатую.

Средняя часть плиты армирована сварной сеткой, как показано на рис. VII.75.

Второй вариант. Аналогичным путем найдена арматура на 1 *м* плиты в каждом направлении двухрядной системы. Зоны армирования показаны на разрезе плиты (рис. VII.75, *в*).

Площадь сечения кольцевой арматуры на 1 *м* радиального сечения (к примеру 22)

Зона	M_t в *кгм*	$A_0=\frac{M_t}{bh_0^2R_и}$	γ_0	$F_{а\,к}=\frac{M_t}{\gamma_0 h_0 R_а}$ в *см*²	*n*⌀	Шаг в *см*
1	2060	$\frac{206000}{100\cdot14^2\cdot80}=0{,}131$	0,929	$\frac{206000}{0{,}929\cdot14\cdot2100}=7{,}62$	10⌀10	10
2	1920	$\frac{192000}{100\cdot14^2\cdot80}=0{,}122$	0,934	$\frac{192000}{0{,}934\cdot14\cdot2100}=7{,}0$	9⌀10	11
3	1630	$\frac{163000}{100\cdot14^2\cdot80}=0{,}104$	0,945	$\frac{163000}{0{,}945\cdot14\cdot2100}=5{,}85$	8⌀10	12,5

Площадь сечения радиальной арматуры на 1 *м* кольцевого сечения (к примеру 22)

Зона	M_r в *кгм*	$A_0=\frac{M_r}{bh_0^2R_и}$	γ_0	$F_{а\,r}=\frac{M_r}{\gamma_0 h_0 R_а}$	*n*⌀	Шаг в *см*
1	2060	$\frac{206000}{100\cdot13^2\cdot80}=0{,}153$	0,917	$\frac{206000}{0{,}917\cdot13\cdot2100}=8{,}25$	11⌀10	9
2	1830	$\frac{183000}{100\cdot13^2\cdot80}=0{,}136$	0,927	$\frac{183000}{0{,}927\cdot13\cdot2100}=7{,}33$	10⌀10	10
3	2090	$\frac{109000}{10\cdot13^2\cdot80}=0{,}081$	0,957	$\frac{109000}{0{,}957\cdot13\cdot2100}=4{,}37$	6⌀10	16

БАЛКОНЫ И ЭРКЕРЫ

КОНСТРУКЦИЯ БАЛКОНОВ И ЭРКЕРОВ

Балконы и эркеры представляют собой части здания, выступающие из плоскости стены в виде консолей. Вылет балконов обычно принимается 1,00—1,20 *м*; вылет эркера не рекомендуется принимать более 1,40—1,50 *м*. В плане балконы и эркеры имеют прямоугольную, трапецеидальную, полукруглую и другие формы (рис. VII.76). Как правило, балконы и эркеры устраиваются несгораемыми.

Балкон представляет собой обычно две или больше сборных железобетонных или металлических консолей, кронштейнов, заделанных в кладку на толщину стены, и сборную железобетонную плиту, уложенную поверх консолей. Балконы с небольшим вылетом могут быть осуществлены без балок (рис. VII 76, *б*). Следует отметить, что при толщине стен в 38—40 *см* не всегда возможно обеспечить устойчивость балконов верхнего этажа против опрокидывания обычной заделкой консольных балок. В этих случаях прежде всего производится проверка балкона на устойчивость, а затем — на прочность.

Эркер состоит из несущей и ограждающей конструкций. Несущая конструкция состоит из двух однопролетных балок с консолями, уложенными на наружную и внутреннюю стены (рис. VII.77, *б*), или железобетонной панели с консолью (рис. VII.77, *в*), воспринимающей нагрузку от веса эркера. В зданиях с железобетонным несущим каркасом несущая

конструкция эркера обычно является продолжением конструкции элементов перекрытия (рис. VII.78). Элементы ограждающей конструкции эркера (стены, пол, потолок) должны обладать необходимым термическим сопротивлением и малым объемным весом, поэтому материалом

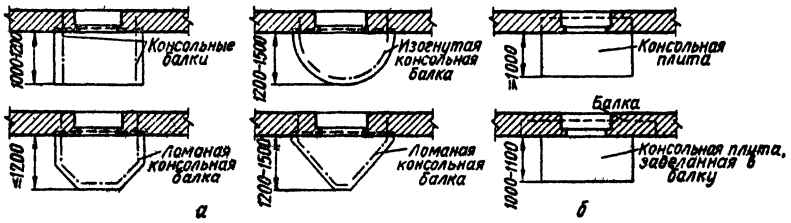


Рис. VII.76. Схемы балконов в плане:
а — по балкам; *б* — в виде плиты.

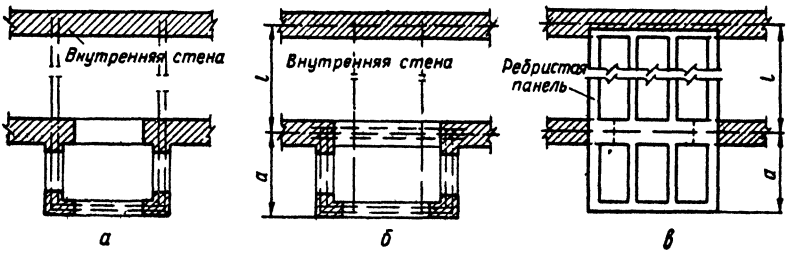


Рис. VII.77. Схемы несущей конструкции эркера:
а, б — металлические балки; *в* — консольная панель перекрытия.

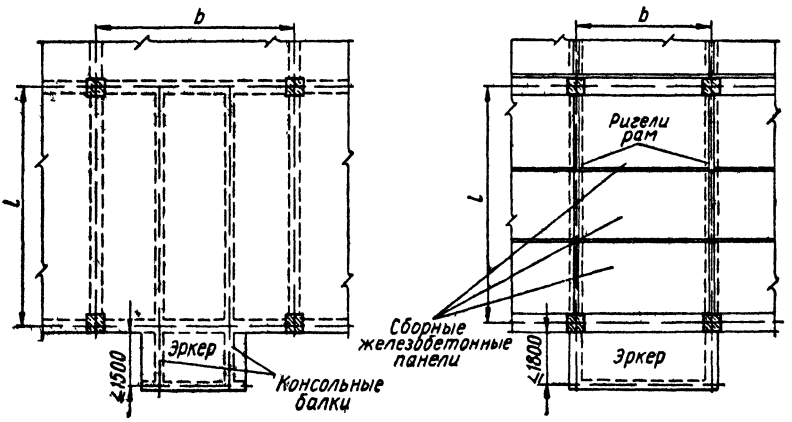


Рис. VII.78. Схемы железобетонных балок эркера в плане.

для них обычно служит пустотелая керамика, однослойные из легкого и ячеистого бетона стеновые панели или двух- и трехслойные панели. Детали эркеров приведены на рис. VII.79 и VII.80. Плоское покрытие эркера является обычно эксплуатационным и служит балконом вышележащего этажа. К плоским покрытиям, кроме термоизоляционных требований, предъявляются и гидроизоляционные. Отвод воды с плоских крыш является задачей весьма сложной, требующей особого внимания при проектировании и в особенности при производстве работ. Плоское покрытие

отапливаемого эркера, как и всякая плоская крыша, состоит из следующих основных элементов: несущей конструкции, пароизоляции, теплоизоляционного, гидроизоляционного и защитного слоев (рис. VII.79, *б*),

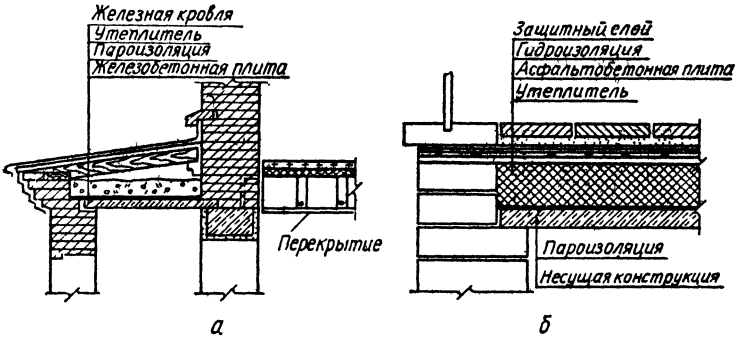


Рис. VII.79. Покрытие эркера
а — наклонное с железной кровлей, *б* — плоское

уложенных по вертикали в определенном порядке. Размещение тепло- и гидроизоляционных слоев и назначение каждого слоя приведено в главе IX.

Несущая конструкция плоской крыши обычно представляет собой железобетонную плиту. К ней предъявляются в основном требования прочности.

Теплоизоляционный слой (термоизоляция) укладывается по несущей конструкции или подвешивается к ней. В качестве теплоизоляции обычно применяются неорганические сыпучие материалы (гранулированный котельный или доменный шлак с объемным весом 600—1000 *кг/м*^{3}, мелочь пемзы, туфа) или штучные искусственные камни с малым объемным весом (пенобетон и др.).

Толщина теплоизоляционного слоя принимается по расчету в соответствии с расчетной температурой наружного воздуха, термоизоляционными свойствами утеплителя и назначением помещения. Утеплитель должен быть всегда сухим, так как увлажненный утеплитель теряет свои термоизоляционные свойства. Поэтому утеплитель защищается сверху гидроизоляционным слоем от проникания дождевой или талой воды, а снизу — пароизоляцией (слоем толя) от проникания в утеплитель паров теплого комнатного воздуха.

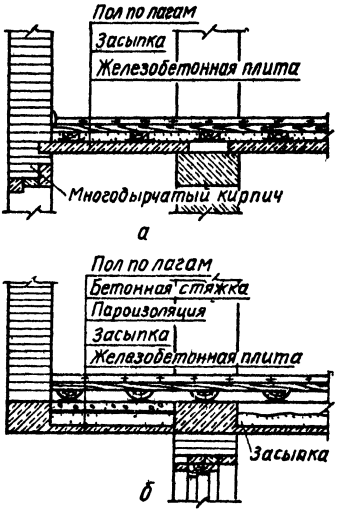


Рис. VII 80 Детали эркера:
а — междуэтажное перекрытие, *б* — низ эркера.

Гидроизоляционный слой представляет собой обычно сплошной ковер рулонных материалов (руберойд на мастике в 3—5 слоев и слой пергамина или 2 слоя стеклоткани на битумной мастике). Вследствие своей эластичности гидроизоляционный слой легко принимает форму подстилающего слоя. В тех случаях, когда утеплителем служит шлак или другой легко деформирующийся под влиянием временной нагрузки материал, по утеплителю устраивается бетонная корка

толщиной 3—5 *см*, служащая жестким основанием для гидроизоляционного ковра. Утеплителю и бетонной корке придаются уклоны в сторону воронки для стока воды.

Защитный слой укладывается по гидроизоляционному ковру и служит покровом, предохраняющим гидроизоляционный ковер от механических повреждений.

Пол, в зависимости от назначения плоской крыши, может быть бетонным, асфальтовым (литым), а также из сборных асфальтобетонных или метлахских плиток. Пол устраивается с уклонами к водоприемникам и с температурными швами через 12,0—15,0 *м*.

РАСЧЕТ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ БАЛКОНА И ЭРКЕРА

Равнодействующая веса балкона или эркера и полезной нагрузки P_1 проходит вне плоскости стены и создает расчетный опрокидывающий момент M_0 относительно наружной грани стены (рис. VII.81)

$$M_0 = G^{н} n e_1 + P^{н} n e_1 = P_1 e_1, \qquad \text{(VII.27)}$$

где $G^{н}$, $P^{н}$ — нормативная постоянная и временная нагрузки;

n — коэффициенты перегрузки;

e_1 — расстояния от линий действия сил $G^{н}$ и $P^{н}$ до наружной грани стены.

Нагрузка от веса стены P_2 создает удерживающий момент $M_у$ относительно наружной грани стены

$$M_у = G^{н}_у n_у e_2 = P_2 e_2, \qquad \text{(VII.28)}$$

где P_2 — удерживающая сила *;

$n_у$ — коэффициент перегрузки, принимаемый равным 0,8;

e_2 — расстояние от линии действия силы до наружной грани стены.

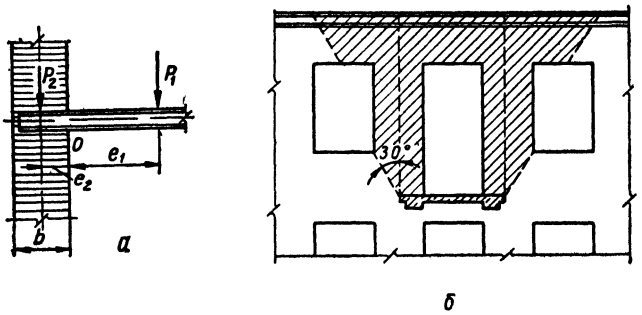


Рис. VII.81. Консольная плита (балка):
а — расчетная схема консоли; *б* — кладка стены, сопротивляющаяся опрокидыванию консоли.

Устойчивость балкона или эркера может считаться обеспеченной, если будет соблюдено неравенство

$$M_у \geqslant M_0.$$

Консольные балки балконов и эркеров рассчитываются на устойчивость и прочность, причем проверка на устойчивость предшествует расчету на прочность.

* В удерживающую силу P_2 включают вес кладки стены, приходящейся над эркером, и соседнюю кладку под углом 30° к вертикали (рис. VII.81, *б*), вовлекаемую в сопротивление опрокидыванию благодаря перевязке и монолитности кладки. В силу $G_у$ включают также вес перекрытий, если последние несгораемые.

Пример 23. Рассчитать на устойчивость эркер в двухэтажном каменном здании, имеющий в плане прямоугольную форму с вылетом $a=150$ *см* (рис. VII.82, *а*). Эркер покоится на двух консольных балках, заделанных в кладку фасадной стены.

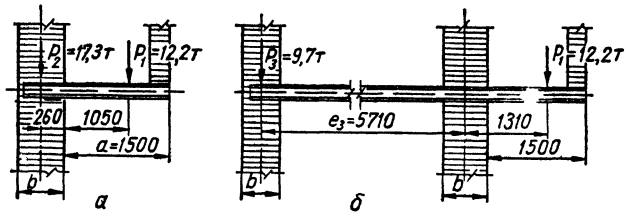


Рис. VII.82. К примеру 23 Балки эркеров:
а — консольные, *б* — на двух опорах с консолью.

Величины P, e, M составляют:

$$P_1 = 12{,}2 \ т; \quad e_1 = 1{,}05 \ м; \quad M_0 = 12{,}2 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}05 = 14{,}1 \ тм;$$
$$P_2 = 17{,}3 \ т; \quad e_2 = 0{,}26 \ м; \quad M_у = 17{,}3 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}26 = 3{,}6 \ тм;$$
$$M_у = 3{,}6 \ тм < M_0 = 14{,}1 \ тм.$$

Таким образом, сила P_2 не в состоянии обеспечить устойчивость эркера. Для этого необходимо увеличить момент $M_у$, что возможно либо путем увеличения силы P_2, либо изменения несущей конструкции. Обеспечение устойчивости эркера, как правило, достигается заделкой поддерживающих его балок во внутреннюю продольную стену, как показано на рис. VII.82, *б*. Получаем

$$M_0 = 12{,}2 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}31 = 17{,}6 \ тм;$$
$$M_у = 9{,}7 \cdot 0{,}8 \cdot 5{,}71 = 44{,}2 \ тм > M_0 = 17{,}6 \ тм.$$

Расчет на прочность состоит из определения изгибающего момента в консольных балках, подбора сечения балок и определения напряжений сжатия в кладке стен в местах опирания балок. При определении изгибающих моментов различают два случая изгиба консольной балки.

Первый случай — балка прямолинейна в плане и нагрузка расположена в плоскости вертикальной оси балки (рис. VII.83, *а* и *б*). В этом случае в любом сечении балки возникают изгибающие моменты:

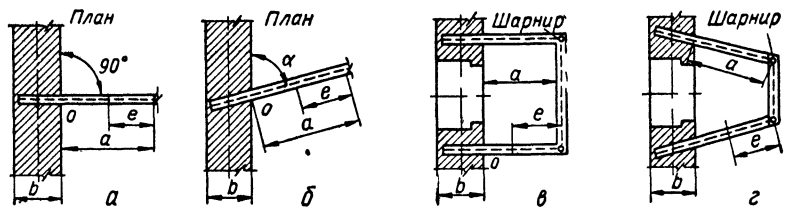


Рис VII.83. Балки, нагруженные силой P, лежащей в плоскости вертикальной оси:
а, б — прямолинейные, *в, г* — ломаные, соединенные шарнирно.

при сосредоточенной нагрузке

$$M_и = Pe; \tag{VII.29}$$

при равномерной нагрузке

$$M_и = \frac{qe^2}{2}. \tag{VII.30}$$

Расчетный (максимальный) изгибающий момент находится в сечении O заделки балки. В таком же положении находятся консольные

балки (рис. VII.83, *в*, *г*), к которым по оси шарнирно присоединены балки другого направления

Второй случай — балки криволинейные или ломаные в плане (рис. VII.84, *а* и *б*). В этом случае в любом сечении балки возникают моменты: $M_и$ — изгибающий балку в вертикальной плоскости; $M_{кр}$ — крутящий балку в плоскостях, перпендикулярных к оси.

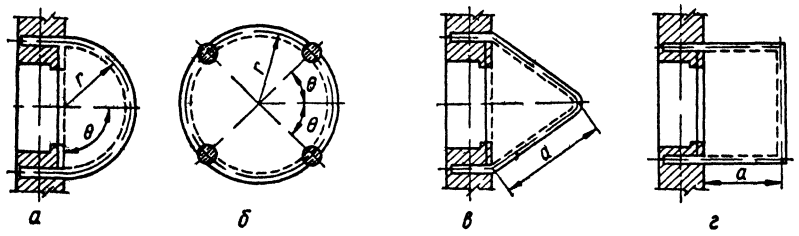


Рис. VII.84. Балки криволинейные или ломаные, жестко соединенные в узлах: *а*, *б* — криволинейные, *в*, *г* — ломаные.

В таком положении находятся также прямолинейные консольные балки, когда к ним упруго присоединены балки другого направления (рис. VII.84, *в* и *г*).

Величины моментов $M_и$ и $M_{кр}$ могут быть определены с помощью табл. VII.14 и VII.15, составленных для равномерно распределенной нагрузки, наиболее часто встречающейся в практике *. Таблицы VII.14 и VII.15 составлены для отношения $\frac{EI}{GI_{кр}} = 1$, где I — момент инерции балки относительно горизонтальной оси, $I_{кр}$ — момент инерции при кручении. При $\frac{EI}{GI_{кр}} \neq 1$ таблицами можно пользоваться с некоторым приближением

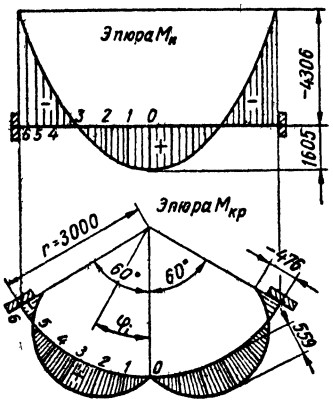


Рис. VII.85 К примеру 24.

При расчете балок, изогнутых в плане по дуге круга с заделанными концами, величины моментов в любом сечении балки с равномерно распределенной нагрузкой q определяются по формулам:

изгибающие

$$M_и = c_и q r^2; \qquad (VII.31)$$

крутящие

$$M_{кр} = c_{кр} q r^2. \qquad (VII.32)$$

Значения коэффициентов $c_и$ и $c_{кр}$ зависят от величины углов θ и φ и помещены в табл. VII.14.

Пример 24. Найти величины моментов в балке, изогнутой в плане по дуге круга радиусом r в сечениях балки *0—6* (рис VII.85) Дано: $r = 3{,}0$ *м*, $q = 1150$ *кг/м*, $\theta = 60°$; $qr^2 = 1150 \cdot 3{,}0^2 = 10350$ *кгм*.

Определение моментов сведено в таблицу.

* Таблицы VII 14 и VII.15 составлены на основании формул приведенных в «Инструкции по расчету железобетонных плит и балок» М, ОНТИ, 1938 Когда консольные балки балкона или эркера упруго связаны с плитой, она препятствует кручению балки, что может быть учтено при расчете.

Величины изгибающих и крутящих моментов в балке в *кгм* (к примеру 24)

Сечение	Изгибающие моменты $M_и = c_и qr^2$	Крутящие моменты $M_{кр} = c_{кр} qr^2$
0	0,155·10350=1605	0,0·10350=0
1	0,137·10350=1420	0,026·10350=269
2	0,085·10350=880	0,046 10350=476
3	0,0·10350=0	0,054·10350=559
4	—0,116·10350=—1210	0,044·10350=455
5	—0,258·10350=—2650	0,012·10350=124
6	—0,423 10350=—4306	—0,047·10350=—476

Таблица VII. 14

Коэффициенты $c_и$ и $c_{кр}$ в зависимости от θ и φ

φ в *град*	Обозначения коэффициентов	θ в *град*							
		20	30	40	50	60	70	80	90
0	$c_и$	0,020	0,045	0,076	0,116	0,155	0,198	0,237	0,278
	$c_{кр}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	$c_и$	0,005	0,029	0,059	0,097	0,137	0,179	0,219	0,254
	$c_{кр}$	0,003	0,007	0,012	0,019	0,026	0,034	0,040	0,047
20	$c_и$	—0,041	—0,019	0,011	0,046	0,085	0,125	0,163	0,195
	$c_{кр}$	0,000	0,008	0,019	0,032	0,046	0,061	0,074	0,095
30	$c_и$		—0,096	—0,068	—0,036	0,000	0,037	0,072	0,103
	$c_{кр}$		—0,001	0,015	0,033	0,054	0,075	0,095	0,114
40	$c_и$			—0,176	—0,147	—0,116	—0,083	—0,052	—0,025
	$c_{кр}$			—0,006	0,018	0,044	0,072	0,098	0,125
50	$c_и$				—0,284	—0,258	—0,230	—0,205	—0,181
	$c_{кр}$				—0,019	0,012	0,045	0,076	0,103
60	$c_и$					—0,423	—0,401	—0,381	—0,360
	$c_{кр}$					—0,047	—0,010	0,025	0,055
70	$c_и$						—0,591	—0,577	—0,564
	$c_{кр}$						—0,096	—0,059	—0,024
80	$c_и$							—0,785	—0,785
	$c_{кр}$							—0,173	—0,140
90	$c_и$								—1,000
	$c_{кр}$								—0,300

По полученным величинам M_i построены эпюры $M_и$ и $M_{кр}$.

При расчете балок, ломаных в плане, с заделанными концами величины моментов в любом сечении балки с равномерно распределенной нагрузкой q определяются по формулам:

изгибающие

$$M_и = c_и q a^2; \qquad (VII.33)$$

крутящие

$$M_{кр} = c_{кр} q a^2. \qquad (VII.34)$$

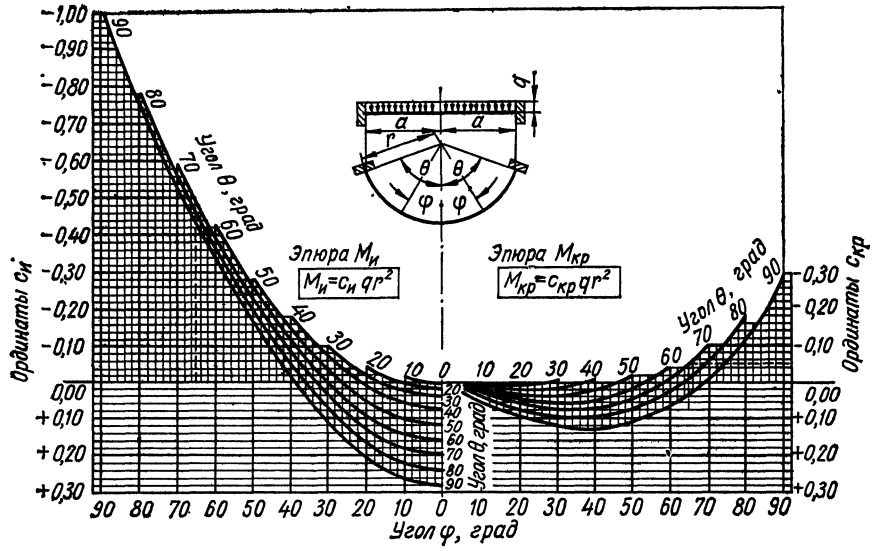


Рис. VII.86. Величины ординат $c_и$ и $c_{кр}$ эпюры моментов балки с заделанными концами и изломанной в плане.

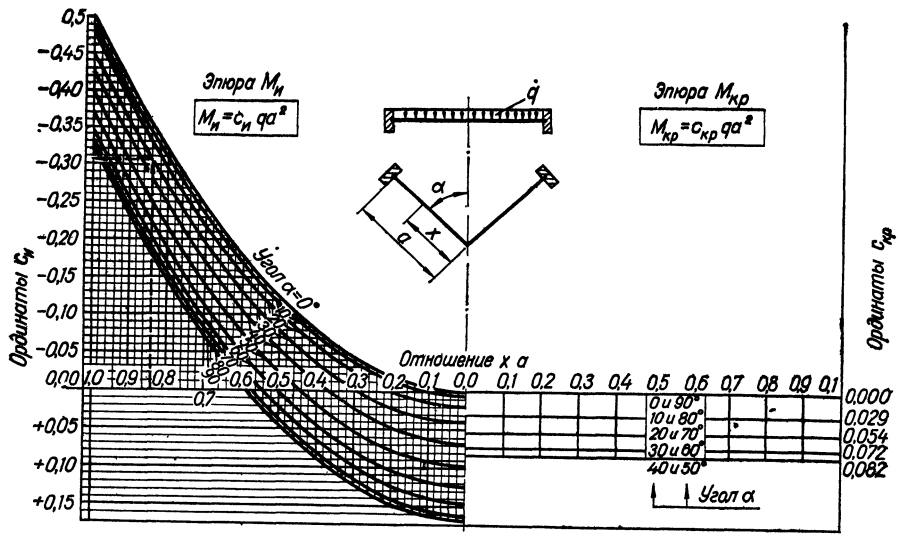


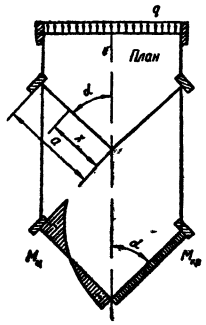
Рис. VII.87. Величины ординат $c_и$ и $c_{кр}$ эпюры моментов балки с заделанными концами и изломанной в плане.

Значения коэффициентов $c_и$ и $c_{кр}$ зависят от величины углов α и помещены в табл. VII.15.

Величины моментов могут быть также найдены по графикам (рис. VII. 86 и VII. 87.) В этом случае не требуется интерполяции коэффициентов $c_и$ и $c_{кр}$, когда значение Θ и φ или α не соответствуют табличным.

Таблица VII.15

Коэффициенты $c_и$ и $c_{кр}$ в зависимости от α

Схема балки и нагрузка	x	Обозначения коэффициентов	α в град									
			0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
	0,0a	$c_и$	0,000	0,005	0,020	0,042	0,069	0,097	0,125	0,146	0,162	0,167
		$c_{кр}$	0,000	0,029	0,054	0,072	0,082	0,082	0,072	0,054	0,029	0,000
	0,1a	$c_и$	—0,005	±0,000	0,015	0,037	0,064	0,092	0,124	0,141	0,158	0,162
		$c_{кр}$	0,000	0,029	0,054	0,072	0,082	0,082	0,072	0,054	0,029	0,000
	0,2a	$c_и$	—0,020	—0,015	±0,000	0,022	0,049	0,077	0,105	0,126	0,142	0,147
		$c_{кр}$	0,000	0,029	0,054	0,072	0,082	0,082	0,072	0,054	0,029	0,000
	0,3a	$c_и$	—0,048	—0,040	—0,025	—0,003	0,023	0,051	0,080	0,100	0,117	0,122
		$c_{кр}$	0,000	0,029	0,054	0,072	0,082	0,082	0,072	0,054	0,029	0,000
	0,4a	$c_и$	—0,080	—0,075	—0,060	—0,038	—0,011	0,017	0,045	0,066	0,082	0,087
		$c_{кр}$	0,000	0,029	0,054	0,072	0,082	0,082	0,072	0,054	0,029	0,000
	0,5a	$c_и$	—0,128	—0,120	—0,106	—0,083	—0,056	—0,028	±0,000	0,022	0,038	0,042
		$c_{кр}$	0,000	0,029	0,054	0,072	0,082	0,082	0,072	0,054	0,029	0,000
	0,6a	$c_и$	—0,180	—0,175	—0,160	—0,138	—0,111	—0,083	—0,055	—0,034	—0,018	—0,013
		$c_{кр}$	0,000	0,029	0,054	0,072	0,082	0,082	0,072	0,054	0,029	0,000
	0,7a	$c_и$	—0,248	—0,240	—0,223	—0,202	—0,175	—0,146	—0,118	—0,100	—0,082	—0,077
		$c_{кр}$	0,000	0,029	0,054	0,072	0,082	0,082	0,072	0,054	0,029	0,000
	0,8a	$c_и$	—0,320	—0,315	—0,300	—0,278	—0,251	—0,223	—0,195	—0,174	—0,158	—0,153
		$c_{кр}$	0,000	0,029	0,054	0,072	0,082	0,082	0,072	0,054	0,029	0,000
	0,9a	$c_и$	—0,409	—0,400	—0,386	—0,362	—0,335	—0,310	—0,280	—0,260	—0,245	—0,238
		$c_{кр}$	0,000	0,029	0,054	0,072	0,082	0,082	0,072	0,054	0,029	0,000
	1,0a	$c_и$	—0,500	—0,495	—0,480	—0,458	—0,431	—0,403	—0,375	—0,354	—0,338	—0,333
		$c_{кр}$	0,000	0,029	0,054	0,072	0,082	0,082	0,072	0,054	0,029	0,000

Пример 25. Найти величины моментов в сечениях балки через 0,2 a, изломанной под углом 2 a, при помощи коэффициентов, помещенных в табл. VII.15.

Дано: $a=3{,}50$ *м*, $\alpha=50°$; $q=3000$ *кг/м*; $qa^2=3000\cdot3{,}50^2=36800$ *кгм*.

Величины моментов $M_i=c_i qa^2$:

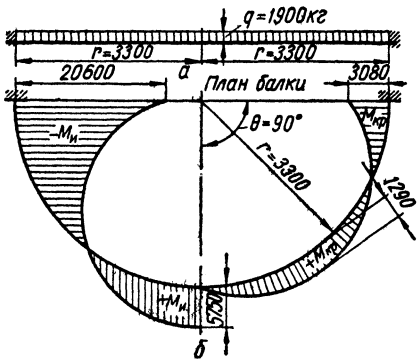


Рис. VII.88. К примеру 28;
а — расчетная схема, *б* — эпюра моментов.

при $x=0$ $M_и=0{,}097\cdot36\,800=3570$ *кгм*;
при $x=0{,}2a$ $M_и=0{,}077\cdot36\,800=2840$ *кгм*;
при $x=0{,}4a$ $M_и=0{,}017\cdot36\,800=625$ *кгм*;
при $x=0{,}6a$ $M_и=-0{,}083\cdot36\,800=-3060$ *кгм*;
при $x=0{,}8a$ $M_и=-0{,}223\cdot36\,800=-8400$ *кгм*
при $x=a$ $M_и=-0{,}403\cdot36\,800=-14\,800$ *кгм*;

$$M_{кр}=0{,}082\cdot36\,800=3030 \text{ кгм}.$$

Пример 26. Дано: $r=3{,}3$ *м*; $q=1{,}2$ *т*; $\theta=70°$; $\varphi=65°$. По графику на рис. VII. 86 находим $c_и=-0{,}50$; $c_{кр}=-0{,}05$.

По формулам (VII. 31) и (VII. 32) определяем:

$$M_и=c_и qr^2=-0{,}50\cdot1{,}2\cdot3{,}3^2=-6{,}55 \text{ тм};$$

$$M_{кр}=c_{кр}qr^2=-0{,}05\cdot1{,}2\cdot3{,}3^2=-0{,}655 \text{ тм}.$$

Пример 27. Дано: $a=3{,}3$ *м*; $q=1{,}2$ *т*; $\alpha=30°$; x: $a=0{,}84$. По графику на рис. VII.87 находим $c_и=0{,}308$; $c_{кр}=0{,}072$.

По формулам (VII.33) и (VII 34) определяем:

$$M_и=0{,}308\cdot1{,}2\cdot3{,}3^2=-4{,}04 \text{ тм}; \quad M_{кр}=0{,}072\cdot1{,}2\cdot3{,}3^2=-0{,}945 \text{ тм}.$$

Пример 28. Рассчитать балку, заделанную концами в стойки рам и поддерживающую эркер (рис. VII.88), при следующих данных: угол $\theta=90°$; радиус кривизны балки $r=3{,}3$ *м*, нагрузка на 1 *м* балки $q=1900$ *кг*.

Величины усилий $M_и$ и $M_{кр}$ в расчетных сечениях балки ($\varphi=0$—$90°$) определены по формулам (VII.31) и (VII.32) и табл. VII.14 и сведены в таблицу.

$$qr^2=1900\cdot3{,}3^2=20\,600 \text{ кгм}.$$

Величины усилий $M_и$ и $M_{кр}$ в *кгм* (к примеру 28)

Угол φ в *град*	Коэффициент $c_и$	Моменты $M_и$	Коэффициент $c_{кр}$	Моменты $M_{кр}$
0	0,278	0,278·20600=5750	0,000	0,000·20600·0,5=0,0
10	0,195	0,195·20600=4050	0,095	0,095·20600·0,5=825
40	—0,025	0,025·20600=—520	0,125	0,125·20600·0,5=1290
60	—0,360	0,360·20600=—7470	0,055	0,055·20600·0,5=565
80	—0,785	0,785·20600=—16150	—0,140	0,140·20600·0,5=—1450
90	—1,000	1,000·20600=—20600	—0,300	0,300·20600·0,5=—3080

По данным этой таблицы построены эпюры моментов $M_и$ и $M_{кр}$ (рис. VII 88, *б*).

ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ СТОЙКИ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Металлические стойки в гражданском строительстве применяются тогда, когда из конструктивных или архитектурных соображений требуются опоры минимальных поперечных размеров. При этом следует руководствоваться Техническими правилами по экономному расходованию металла, леса и цемента в строительстве.

Металлические стойки-колонны обычно многоярусны. Они состоят из двух частей: стержня, работающего на осевое сжатие, и башмака, передающего усилие от стержня на фундамент (рис. VII.89 и VII.90).

Сопряжение балок со стойками при центральном сжатии принимается свободным — шарнирным, при котором концы балок на опорах

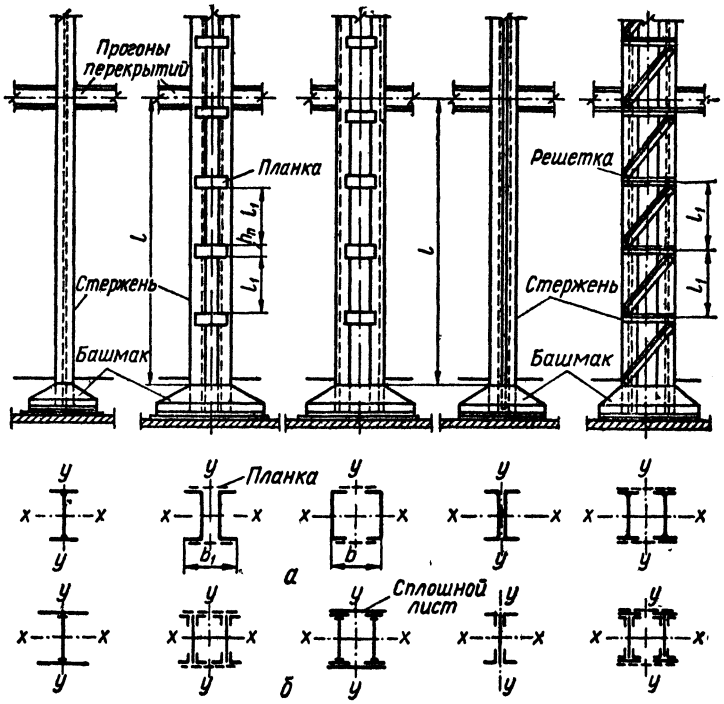


Рис. VII.89. Сечения стоек:
а — из прокатных профилей; *б* — из листовой стали и уголков.

могут свободно поворачиваться, не вовлекая стойку в работу при изгибе балки (рис. VII.91 и VII.92). Сопряжение осуществляется с помощью монтажного столика из уголка, приваренного к колонне. Длина швов принимается по расчету и проверяется на реакцию балки.

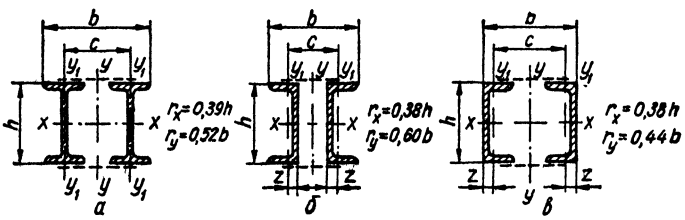


Рис. VI.90. Детали сечений стоек:
а — из двух двутавров; *б*, *в* — из двух швеллеров.

При подборе сечений крайних стоек следует учитывать момент $M = Pe$, который возникает в ней вследствие внецентренного (одностороннего) опирания балок, прогонов перекрытия.

СТЕРЖЕНЬ СТОЙКИ

Стержень, как правило, принимается из прокатных профилей (см. рис. VII.90). По сечению стержень состоит из одного профиля или из двух, соединенных по всей длине,— одноветвенные сечения, или из двух профилей, соединенных между собой по длине горизонтальными планками или решеткой, — двухветвенные сечения.

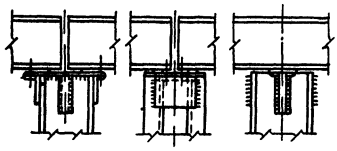


Рис. VII.91. Детали крепления балок вверху стойки.

Стержни могут быть составлены также из листовой стали и уголков (см. рис. VII.89, *б*). Такие сечения более трудоемки и принимаются в тех случаях, когда имеющиеся прокатные профили не могут обеспечить прочность и жесткость стойки.

Наиболее часто применяются сечения из двух профилей (двутаврового или швеллерного), раздвинутых на такое расстояние *c* между осями (см. рис. VII.90), при котором жесткости стержня относительно материальной оси *x—x* и свободной оси *y—y* становятся равными, а стойка — равноустойчивой.

Соединения элементов стержня производятся преимущественно на сварных швах, а монтажные стыки — на болтах.

Стержень металлической стойки, работающий на центральное сжатие, рассчитывают по формуле

$$N = m\varphi R F_{бр}, \qquad \text{(VII.35)}$$

где N — расчетная центрально приложенная сила сжатия;
R — расчетное сопротивление сжатию прокатной стали (см. табл. VII.11);
$F_{бр}$ — площадь поперечного сечения стержня брутто;
$m = 0{,}9$ — коэффициент условий работы для колонн гражданских зданий;
φ — коэффициент продольного изгиба (табл. VII.16).

Таблица VII.16

Коэффициенты φ продольного изгиба центрально сжатых элементов

Гибкость элементов $\lambda = \frac{l}{r}$	Марки стали				Гибкость элементов $\lambda = \frac{l}{r}$	Марки стали			
	„Сталь 3" „Сталь 4"	„Сталь 5"	14Г2, 10Г2С1, 15ХСНД	10 ХСНД		„Сталь 3" „Сталь 4"	„Сталь 5"	14Г2, 10Г2С1, 15ХСНД	10 ХСНД
0	1,00	1,00	1,00	1,00	120	0,45	0,37	0,33	0,31
10	0,99	0,98	0,98	0,98	130	0,40	0,32	0,29	0,27
20	0,97	0,96	0,95	0,95	140	0,36	0,28	0,25	0,23
30	0,95	0,93	0,92	0,92	150	0,32	0,25	0,23	0,20
40	0,92	0,89	0,89	0,88	160	0,29	0,23	0,21	0,18
50	0,89	0,85	0,84	0,82	170	0,26	0,21	0,19	0,16
60	0,86	0,80	0,78	0,77	180	0,23	0,19	0,17	0,14
70	0,81	0,74	0,71	0,68	190	0,21	0,17	0,15	0,12
80	0,75	0,67	0,63	0,59	200	0,19	0,15	0,13	0,11
90	0,69	0,59	0,54	0,50	210	0,17	0,14	0,12	0,10
100	0,60	0,50	0,46	0,43	220	0,16	0,13	0,11	0,09
110	0,52	0,43	0,39	0,36					

Величина φ зависит от гибкости стержня λ, в свою очередь зависящей от радиуса инерции сечения r_i относительно главных осей:

при сплошном (одноветвенном) сечении гибкость всего сечения относительно оси $x—x$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{r_x};$$

гибкость всего сечения относительно оси $y—y$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{r_y};$$

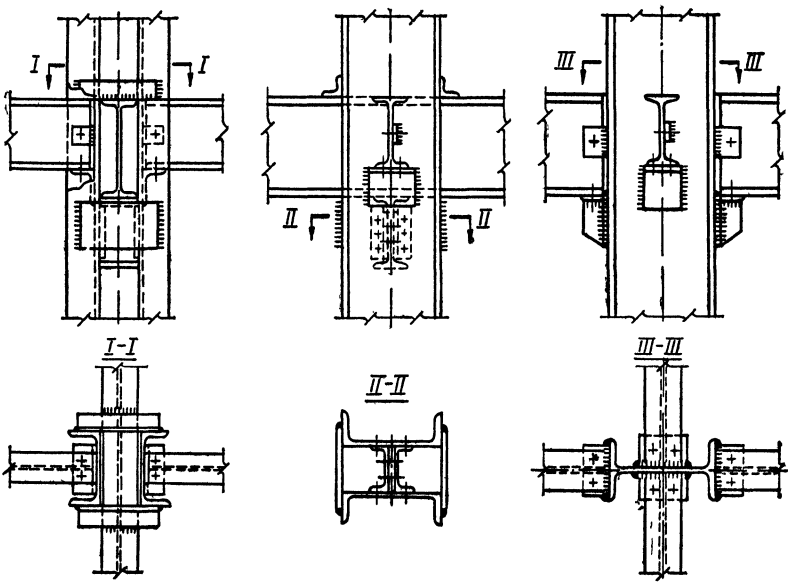


Рис. VII.92. Детали шарнирного крепления балок по высоте стойки.

при сквозном (двухветвенном) сечении на планках гибкость всего сечения относительно оси $x—x$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{r_x};$$

приведенная гибкость сечения относительно оси $y—y$

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_y^2 + \varphi_в^2};$$

гибкость одной ветви относительно оси $y_1—y_1$ (см. рис. VII.90)

$$\lambda_в = \frac{l_в}{r_в}.$$

Здесь l_0 — расчетная длина стержня, зависящая от способа закрепления его концов (рис .VII.93), и в гражданских зданиях принимаемая равной высоте этажа;

$r_i = \frac{I_i}{F_{бр}}$ — радиус инерции сечения в *см* (I_i — момент инерции сечения в *см*^{4}).

Рекомендуется принимать величину $\lambda_в = 30 \div 40$; при этом необходимо, чтобы $\lambda_в < \lambda$, так как в противном случае возможна потеря несущей способности ветви ранее потери устойчивости колонны в целом.

Моменты инерции I_l и радиуса инерции r_l сечений прокатных профилей приведены в табл. 13 и 14 приложения.

Предварительно величина $F_{бр}$ (при сечении из двух двутавров или двух швеллеров) из условия устойчивости относительно оси x—x может быть определена по формуле

$$F_{бр} = \frac{N}{mR} + 2{,}1 l_0 \sqrt[3]{l_0}. \qquad \text{(VII.36)}$$

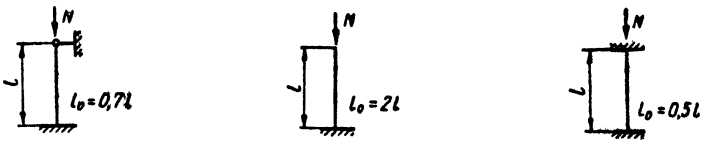


Рис. VII.93. Расчетные длины l_0 стойки.

Стержень будет рационально подобран, если величины r_l относительно главных осей при принятой площади $F_{бр}$ будут по возможности большими и равны между собой. Последнее зависит от расстояния между осями ветвей c, определяемого по формуле

$$c = 2\frac{l_0}{\sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{y.1}^2}}. \qquad \text{(VII.37)}$$

Стержень должен иметь достаточную жесткость, чтобы не быть чрезмерно чувствительным к случайным горизонтальным нагрузкам во время строительства и в период эксплуатации. Наибольшая гибкость стержня, согласно указаний норм, не должна превышать 120.

Для того, чтобы двухветвенный стержень колонны работал совместно, как одно целое сечение, ветви соединяются между собой планками.

Соединительные планки центрально сжатых составных стержней рассчитываются на условную поперечную силу Q в *кг* от продольного изгиба. Сила Q возникает в стойке от всякого рода случайных причин: возможной начальной кривизны стержня, неточного центрирования нагрузки, несимметричного размещения материала в сечении и др. (рис.VII. 94). Согласно нормам величина Q принимается постоянной по всей длине стержня и определяется по формулам:

для конструкций из стали марки «Сталь 3» и «Сталь 4»

$$Q = 20F; \qquad \text{(VII.38)}$$

для конструкций из стали марок «Сталь 5», 14Г2, 15ГС, 10Г2С

$$Q = 40F, \qquad \text{(VII.39)}$$

где F — площадь брутто всего сечения стержня в *см*^{2}.

Если соединительные планки расположены в нескольких параллельных плоскостях, поперечная сила Q распределяется поровну между всеми системами планок.

Одновременно с силой Q в планках, соединяющих отдельные ветви стержня, возникают перерезывающие силы T, которые стремятся сдвинуть одну ветвь стержня относительно другой (рис. VII.95). Силы T воспринимаются планками, приваренными или приклепанными к ветвям стержня. Усилия T, как правило, незначительны по величине и поэтому на основании опытов расстояния между соединительными планками $l_п$ по длине стержня и их размеры рекомендуется принимать (рис. VII.95):

расстояние между соединительными планками

$$l_п = (30 \div 40)\, r_1; \qquad \text{(VII.40)}$$

толщина соединительных планок $\delta_п$ на 2 *мм* больше толщины стенок профилей, но не менее 8 *мм*

$$\delta_п = \delta_c + 2 \text{ мм}; \qquad \text{(VII 41)}$$

ширина планок (при ширине сечения стержня b)

$$h_п = (0{,}50 \div 0{,}75)\, b. \qquad \text{(VII.42)}$$

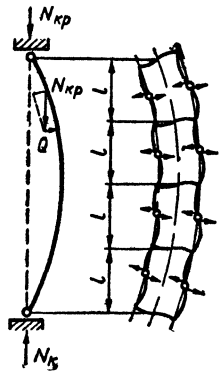


Рис VII 94 Деформация гибкого стержня при продольном изгибе

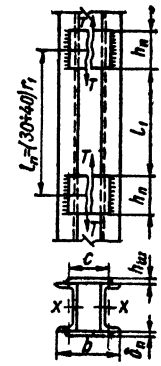


Рис VII 95. Схема работы соединительных плиток в стойке двухветвенного сечения.

Планки привариваются к ветвям фланговыми валиковыми швами толщиной, равной толщине планок $h_ш = \delta_п$.

В необходимых случаях размеры планок и их крепление могут быть проверены расчетом на силы T и M, определяемые по формулам:

сила, срезающая планку,

$$T = \frac{Q_п l_п}{c}; \qquad \text{(VII.43)}$$

момент, изгибающий планку,

$$M = \frac{Q_п l_п}{2}, \qquad \text{(VII.44)}$$

где $Q_п$ — поперечная сила, приходящаяся на планки, расположенные в одной плоскости;

$l_п$ — расстояние между центрами планок;

c — расстояние между осями ветвей.

Стержни многоярусных колонн, превышающие длину прокатных профилей или листовой стали, имеют стыки, обычно располагаемые через этаж несколько выше (на 60—80 *см*) перекрытия, где влияние изгиба относительно невелико.

Торцы стыкуемых профилей могут быть оставлены в том виде, в каком они получаются после прокатки — неровными с заусенцами, или обработанными — простроганными. В первом случае стык устраивается с зазором в 5—6 *мм*, куда прячутся неровности торцов, и перекрывается накладками, которые передают усилие от вышележащей части стержня на нижележащую (рис. VII.96, *а*). Размеры накладок определяются расчетом из условия размещения сварных швов или заклепок. Причем накладки по моменту инерции по площади должны быть не меньше вышележащей стыкуемой части стержня.

Стыки с накладками устраиваются обычно при относительно небольших (до 120—150 *т*) усилиях в стержне. При больших сжимающих усилиях и мощных сечениях стержня рекомендуется второй тип стыка

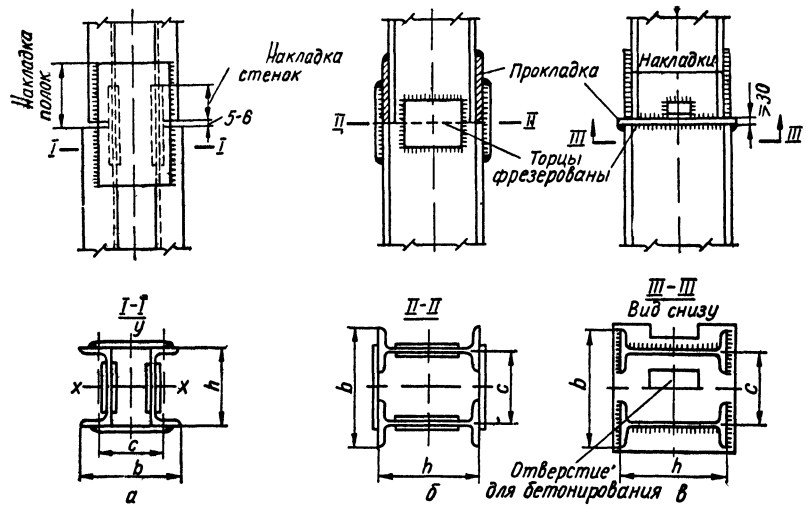


Рис VII 96 Детали стыков

а — с зазорами и накладками, *б* — впритык с фрезерованными торцами; *в* — с прокладкой

(рис. VII.96, *б* и *в*) с фрезерованными торцами, воспринимающими усилие сжатия непосредственно через торцы профилей и не требующими длинных накладок для размещения сварных швов или заклепок. В варианте с фрезерованными торцами также ставятся накладки, но их назначение — воспринять случайные горизонтальные усилия, появляющиеся в период строительства и во время эксплуатации. В этих случаях накладки рассчитываются на усилие, равное 15% от вертикально действующего усилия.

Когда стыкуемые профили стержня имеют различную высоту сечения, к полкам верхнего профиля привариваются накладки соответствующей толщины, которые участвуют в передаче усилий через торцы.

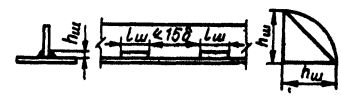


Рис. VII 97 Размеры сварных угловых швов.

При сварном стыке накладки привариваются к стенке и полкам стержня фланговыми валиковыми швами, которые обычно переходят в лобовые швы. Распределение напряжений по длине шва принимается равномерным.

Сварные угловые швы, воспринимающие продольные силы, рассчитываются на сжатие, растяжение и срез по формуле

$$\frac{N}{0{,}7h_ш l_ш} \leqslant mR_у^{св}, \qquad \text{(VII.45)}$$

где $h_ш$ — толщина углового шва, принимаемая равной катету вписанного равнобедренного треугольника (рис. VII.97). Минимальная толщина шва (по катету) $h_ш = 4$ *мм* и максимальная $h_ш = 1{,}2 \div 1{,}5\,\delta$; минимальная длина $l_ш = 50$ *мм*, но не менее $4\,\delta$;

$R_у^{св}$ — расчетное сопротивление углового шва (табл. VII.17).

Таблица VII.17

Расчетные сопротивления $R^{св}$ в *кг/см²* сварных швов

Вид сварных швов	Вид напряженного состояния	Условные обозначения	Марка стали конструкции				
			„Сталь 3" „Сталь 4"	14Г2 и 15ГС при толщине проката в *мм*		10Г2С1, 15ХСНД	10ХСНД
				20 и менее	21—32		
			при сварке автоматической и полуавтоматической, а также ручной, электродами типов				
			Э-42 и Э-42А	Э50А			Э55
Швы в стык	Сжатие	$R_c^{св}$	2100	2900	2800	2900	3400
То же	Растяжение:						
	при автоматической сварке	$R_p^{св}$	2100	2900	2800	2900	3400
	при полуавтоматической и ручной сварке с контролем качества швов повышенными способами .		2100	2900	2800	2900	3400
	то же, обычными способами . . .		1800	2500	2400	2500	2900
	Срез	$R_{ср}^{св}$	1300	1700			2000
Угловые швы	Сжатие, растяжение и срез	$R_у^{св}$	1500	2000			2400

Примечания: 1. К повышенным способам контроля качества швов, применяемым в дополнение к обычным способам (наружный осмотр, измерения швов и т. п.), относятся физические способы контроля (рентгено- или гаммаграфирование, ультразвуковая дефектоскопия, магнитографические способы и др.) в соответствии с указаниями главы СНиП III-В. 5—62.

2. Применение повышенных способов контроля качества швов должно оговариваться в проекте.

3. Расчетные сопротивления сварных швов, выполняемых электродами типа Э42А в соединениях элементов из низколегированной стали с элементами из Стали 3, принимаются такими же, как и для сварных швов в соединениях элементов из Стали 3, выполняемых электродами типа Э42.

4. При применении в сварных конструкциях Стали 5 расчетные сопротивления сварных швов принимаются на 10% выше соответствующих расчетных сопротивлений, установленных для конструкций из Стали 3.

5. Приведенные в таблице расчетные сопротивления сварных швов в стык соответствуют соединениям, выполненным двухсторонней сваркой или односторонней с подваркой корня шва. Для соединений в стык, в которых невозможно осуществить подварку корня шва, расчетные сопротивления снижаются умножением на коэффициент 0,7.

БАШМАК СТОЙКИ

Башмак стойки представляет собой уширенный конец стержня. Он распределяет сосредоточенную нагрузку от стержня на такую площадь F фундамента в плане, при которой давление σ не превышает расчетных сопротивлений материала фундамента R.

Тип башмака центрально сжатой стойки зависит в основном от величины усилия сжатия и материала фундамента. При небольших уси-

лиях в стойке башмак может быть принят из стального листа (плиты) без траверс (рис. VII.98, *а*). Усилие со стержня стойки на опорный лист передается в этом случае сварными швами по контуру стержня. При больших же усилиях в стойке опорный лист башмака усиливается траверсами (рис. VII.98, *б*) из вертикальных стальных листов или

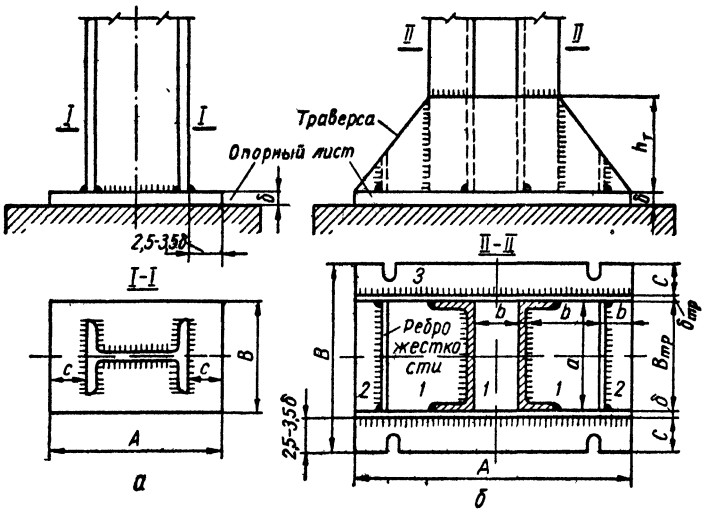


Рис. VII.98. Башмаки стоек:
а — из опорного листа без траверс; *б* — из опорного листа с траверсами.

швеллеров на ребро, приваренных к стержню стойки и к опорному листу. Траверсы делят опорный лист на участки *1*, *2* и *3*, работающие на изгиб, как плиты в различных условиях опирания.

Траверсы рассматриваются как двухконсольные балки, работающие на изгиб. При большой длине консолей траверсы на концах усиливаются ребрами жесткости (диафрагмами). Опорный лист и траверсы рассчитываются на среднее реактивное давление фундамента. В опорных плитах устраиваются отверстия для анкерных болтов.

В бутовых и бутобетонных фундаментах для уменьшения размеров опорной плиты под башмаком устраивается бетонная или железобетонная подушка. В этих случаях при усилиях в стойке, не превышающих 150—200 *т*, толщина опорной плиты принимается 25—40 *мм*. Размеры сечения траверс принимаются по расчету из условия размещения швов и из условия работы траверс на изгиб.

Опорный лист. Минимальную площадь опорного листа в плане из условия прочности материала фундамента определяем по формуле

$$F = \frac{N}{R}, \qquad \text{(VII.46)}$$

где N — расчетное усилие в стойке;

R — расчетное сопротивление материала фундамента.

Ширина опорного листа B принимается из конструктивных соображений

$$B = B_{тр} + 2\delta_{тр} + 2c, \qquad \text{(VII.47)}$$

где $B_{тр}$ — расстояние между траверсами;

$\delta_{тр}$ — ширина ветви траверсы (толщина вертикального листа или ширина полки швеллера или уголка);

c — свободный выступ листа за траверсу, обычно принимаемый равным 5—8 *см*, в зависимости от толщины δ.

По найденной площади листа F и принятой его ширине B определяем длину листа A

$$A = \frac{F}{B}. \qquad \text{(VII.48)}$$

Толщину опорного листа находим по максимальному моменту в участках *1* или *2*, рассматривая участки опорного листа как плиты, опертые по четырем или трем сторонам или как консоль (участок *3*). Величины моментов определяем по формулам:

на участке *1* по короткому направлению

$$M = \alpha q a^2; \qquad \text{(VII.49)}$$

на участке *2* по направлению свободного края

$$M = \beta q a^2; \qquad \text{(VII.50)}$$

на участке *3* в консоли у траверсы

$$M = \frac{qc^2}{2}, \qquad \text{(VII.51)}$$

где $q = \sigma_ф$ — среднее реактивное давление фундамента на рассматриваемый участок опорного листа.

Коэффициент α * для плит, опертых на 4 грани, зависит от соотношения размеров и принимается:

$\frac{b}{a}$ ...	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	∞
α ...	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

Коэффициент β для плит, опертых на 3 или 2 грани, зависит от соотношения размеров и принимается:

$\frac{b_1}{a}$ ...	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	∞
β ...	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Требуемый момент сопротивления опорного листа шириной в 1 *см*

$$W = \frac{1 \cdot \delta^2}{6} = \frac{M_{макс}}{R_л}, \qquad \text{(VII.52)}$$

откуда толщина опорного листа

$$\delta = \sqrt{\frac{6M_{макс}}{R_л}}. \qquad \text{(VII.53)}$$

Траверсы. Усилие со стержня стойки передается на траверсы через сварные швы. Суммарную длину швов, необходимую для прикрепления одной ветви траверсы, находим из формулы (VII.45)

$$\Sigma l_ш = \frac{N}{2(0{,}7h_ш)\, m R_у^{св}}.$$

По найденной длине швов принимаем минимальную высоту $h_т$ траверс и проверяем их на прочность. Если для размещения швов требуется слишком большая высота траверс, часть усилия стержня N_1 можно передать непосредственно на опорный лист путем обварки стержня по периметру. В этом случае суммарную длину швов, необходимую для прикрепления траверс к стержню, определяют по усилию

* Б. Г. Галеркин Упругие тонкие плиты М., Гостехиздат, 1936.

$N—N_1$. Свесы траверс рассчитываются на изгиб, как консоли от реактивного давления по площади 4 (рис. VII.99, *в*).

Пример 29. Рассчитать металлическую стойку при следующих данных: расчетная длина стойки $l_0=5{,}00$ *м;* расчетная продольная сила сжатия $N=116$ *т*; расчетное сопротивление ВСт.3кп $R=2100$ *кг/см*^{2} (рис. VII 99).

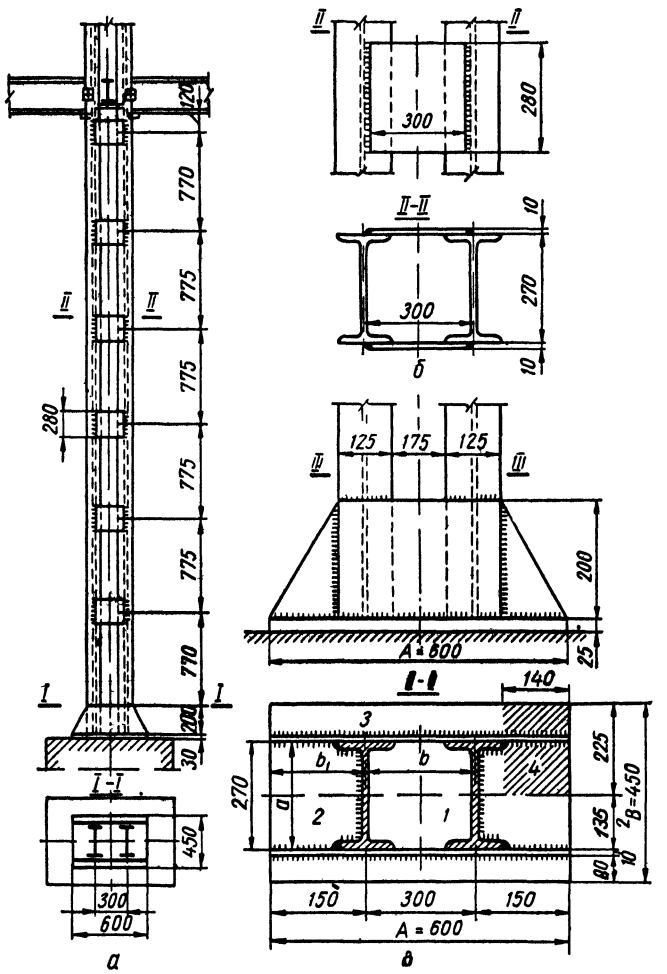


Рис. VII.99. К примеру 29:
а — общий вид стойки; *б* — деталь соединительных планок; *в* — деталь башмака.

Стержень. Предварительно площадь сечения стержня из условия жесткости относительно оси $x—x$ находим по формуле (VII.36)

$$F_{бр}=\frac{N}{mR}+2{,}10l_0\sqrt[3]{l_0}=\frac{116}{0{,}9\cdot 2{,}1}+2{,}10\cdot 5{,}0\sqrt[3]{5{,}0}=79{,}5\ см^2.$$

Сечение принимаем из 2 I № 27; $F=80{,}4$ *см*^{2}.

Радиус инерции сечения относительно материальной оси $x—x$ (см. табл. 14 приложения) $r_x=11{,}2$. Гибкость стержня

$$\lambda_x=\frac{l}{r_x}=\frac{500}{11{,}2}=44{,}7.$$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi=0{,}91$.

Напряжения сжатия в стержне по формуле (VII.35)

$$\sigma = \frac{N}{mF_{бр}\varphi} = \frac{116\,000}{0{,}9 \cdot 80{,}4 \cdot 0{,}91} = 1765 \text{ кг/см}^2.$$

Гибкость ветви при $l_1 = 75$ *см*

$$\lambda_{y.1} = \frac{l_1}{r_{y.1}} = \frac{75}{2{,}54} = 29{,}5.$$

Расстояние между центрами тяжести ветвей (двутавров) из условия равноустойчивости стойки относительно обеих главных осей по формуле (VII.37)

$$c = \frac{2l_0}{\sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{y.1}^2}} = \frac{2 \cdot 500}{\sqrt{44{,}7^2 - 29{,}5^2}} = 30 \text{ см}.$$

Толщина соединительных планок

$$\delta_п = \delta_с + 2 = 6 + 2 \approx 8 \text{ мм}.$$

Ширина планок

$$h = 0{,}65\,(c + b) = 0{,}65\,(30 + 12{,}5) = 28 \text{ см}.$$

Планки привариваем к двутаврам фланговым швом $h_ш = 8$ *мм*, равным толщине планок.

Рассчитываем стык стойки. Площадь стенки

$$F_с = 0{,}6\,(27 - 2 \cdot 0{,}98) = 15 \text{ см}^2.$$

Площадь одной полки

$$F_п = \frac{40{,}2 - 15}{2} = 12{,}6 \text{ см}^2.$$

Длина шва для крепления полунакладки стенки толщиной 10 *мм* при $h_ш = 10$ *мм* и $R_у^{св} = 1300$ *кг/см*^{2}.

$$\Sigma l_ш = \frac{F_с}{F} \cdot \frac{N}{0{,}7 h_ш m R_у^{св}} = \frac{15}{40{,}2} \cdot \frac{116\,000}{0{,}7 \cdot 1 \cdot 0{,}9 \cdot 1300} \approx 53 \text{ см}.$$

Длина шва для прикрепления полунакладки одной полки толщиной 12 *мм*

$$\Sigma l_ш = \frac{F_п}{F} \cdot \frac{N}{0{,}7 h_ш m R_у^{св}} = \frac{12{,}6}{40{,}2} \cdot \frac{116\,000}{0{,}7 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}9 \cdot 1300} \approx 37 \text{ см}.$$

Опорный лист. Минимальная площадь опорного листа в плане при бетоне марки 150 ($R = 65$ *кг/см*^{2}) по формуле (VII.46)

$$F = \frac{N}{R} = \frac{116\,000}{65} = 1800 \text{ см}^2.$$

Ширина опорного листа из конструктивных соображений при толщине траверс 10 *мм* и свободных свесов по 8 *см* по формуле (VII.47)

$$B = 27 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 8 = 45 \text{ см}.$$

Длина опорного листа по формуле (VII.48)

$$A = \frac{F}{B} = \frac{1800}{45} = 40 \text{ см}.$$

Принимаем опорный лист $A \times B = 60 \times 45 = 2700$ *см*^{2}.

Реактивное давление фундамента

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{116\,000}{2700} = 43 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем изгибающие моменты в сечениях опорного листа участков *1—3* при $q = \sigma = 43$ *кг/см*^{2} и ширине листа 1 *см*:

на участке *1*

$\frac{b}{a} = \frac{30}{27} = 1{,}1$; $\alpha = 0{,}055$ (см. стр. 565); по формуле (VII. 49)

$$M_1 = \alpha q a^2 = 0{,}055 \cdot 43 \cdot 27^2 = 1720 \text{ кгсм};$$

на участке *2*

$\frac{b_1}{a} = \frac{15}{27} \approx 0{,}56$; $\beta = 0{,}069$ по формуле (VII. 49)

$$M_2 = \beta q a^2 = 0{,}069 \cdot 43 \cdot 27^2 = 2160 \text{ кгсм};$$

на участке *3* при $c=8$ *см*

$$M_3 = \frac{qc^2}{2} = \frac{43 \cdot 8^2}{2} = 1380 \text{ кгсм}.$$

Толщину опорного листа подбираем по максимальному моменту $M_2=2160$ *кгсм* при марке стали ВСт.3кп по формуле (VII.53)

$$\delta = \sqrt{\frac{6M}{R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2160}{2100}} = 2{,}5 \text{ см}.$$

Траверсы. Стержень стойки приварен к опорному листу сварным швом по периметру общей длиной $l_ш = (22+11)2 = 66$ *см* и толщиной $h_ш = 1{,}2$ *см*. Усилие, которое может воспринять эта приварка при $R_у^{св} = 1300$ *кг/см²*,

$$N_1 = l_ш 0{,}7 h_ш m R_у^{св} = 66 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}9 \cdot 1300 = 65\,000 \text{ кг}.$$

Требуемая длина угловых швов, прикрепляющих траверсу к ветвям стойки, при $h_ш = 10$ *мм*

$$\Sigma l_ш = \frac{N - N_1}{4 \cdot 0{,}7 h_ш m R_у^{св}} = \frac{116\,000 - 65\,000}{4 \cdot 0{,}7 \cdot 1 \cdot 0{,}9 \cdot 1300} \approx 16 \text{ см}.$$

Принимаем высоту траверсы $h_ш = 20$ *см*.

Найденная длина швов является высотой траверсы $h_т$ (рис VII.99, *в*).

Проверяем прочность траверс на изгиб. Реактивное давление на 1 *см* одной ветви траверсы

$$q = \sigma \frac{B}{2} = 43 \frac{45}{2} = 970 \text{ кг/см}.$$

Изгибающий момент у грани стержня

$$M = \frac{970 \cdot 8{,}8^2}{2} = 75\,000 \text{ кгсм}.$$

Определяем момент сопротивления одной ветви траверсы составного сечения (рис. VII.100).

Статический момент сечения относительно линии *0—0*

$$S = 22{,}5 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}25 - 1 \cdot 20 \cdot 12{,}5 = 320 \text{ см}^3;$$

площадь сечения

$$F = 22{,}5 \cdot 2{,}5 + 1{,}20 = 76 \text{ см}^2;$$

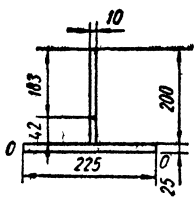


Рис. VII.100. К примеру 29.

расстояние от линии *0—0* до центра тяжести сечения

$$a = \frac{S}{F} = \frac{320}{76} = 4{,}2 \text{ см};$$

момент инерции сечения относительно его центра тяжести

$$I = \frac{22{,}5 \cdot 2{,}5^3}{12} + 22{,}5 \cdot 2{,}5 \cdot 2{,}95^2 + \frac{1{,}20^3}{12} + 1 \cdot 20 \cdot 8{,}3^2 = 2585 \text{ см}^4;$$

моменты сопротивления сечения

$$W_в = \frac{I}{18{,}3} = \frac{2585}{18{,}3} = 141 \text{ см}^3;$$

$$W_н = \frac{I}{4{,}2} = \frac{2585}{4{,}2} = 615 \text{ см}^3.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{M}{W_в} = \frac{75\,000}{141} = 530 \text{ кг/см}^2.$$

РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТОЕК ПО ТАБЛИЦАМ

Для расчета центрально сжатых стоек сквозного сечения из 2 двутавров или 2 швеллеров (прокатных) составлены табл. VII.18 и VII.19. В них приведены:

Таблица VII 18

Величина расчетной продольной силы N в $т$, которую может воспринять стойка из двух двутавров (ГОСТ 8239—56) при центральном сжатии

	№ I	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36	40	45	50	55	60
Расчетная длина стойки l_0 в $м$	3,0	47,5	58,2	69,6	81,4	94,4	108,4	124,5	145,0	175,5	196,0	226,0	262,0	305,0	361,0	422,0	493,0
	3,5	44,5	56,2	67,5	80,0	93,0	107,2	122,5	143,5	174,0	194,5	224,5	261,5	304,0	359,0	420,0	490,0
	4,0	40,8	53,3	65,4	77,8	91,3	105,2	121,0	142,1	172,0	193,0	223,0	259,0	303,0	357,0	417,0	487,0
	4,5	37,0	49,6	62,4	76,0	88,9	103,2	119,2	140,6	170,0	191,0	221,0	257,0	301,0	355,0	415,0	484,0
	5,0	32,2	46,1	59,3	72,5	86,8	101,5	117,3	138,5	168,2	189,0	219,0	255,0	248,0	353,0	413,0	482,0
	5,5	—	41,8	55,1	69,5	83,8	99,5	115,4	137,0	166,1	187,0	217,0	253,0	296,0	351,0	411,0	480,0
	6,0	—	36,8	50,8	65,5	80,2	96,0	112,6	134,5	164,3	185,0	215,0	251,0	294,0	349,0	408,0	478,0
	6,5	—	—	46,6	61,5	76,7	94,2	109,5	131,5	162,0	183,0	212,5	249,0	292,0	347,0	406,0	476,0
	7,0	—	—	41,7	57,0	72,6	89,0	106,2	128,4	159,2	181,0	210,0	247,0	289,0	345,0	403,0	474,0
	7,5	—	—	—	51,8	68,2	85,0	102,1	125,6	156,5	178,0	208,0	245,0	287,0	393,0	401,0	472,0
	8,0	—	—	—	—	63,1	80,2	98,2	121,6	152,6	175,0	206,0	243,0	285,0	341,0	400,0	470,0
c_1 в $мм$ >		200	220	240	260	280	300	320	340	360	380	400	420	440	460	480	500
Планки в $мм$	l_1 <	480	540	600	660	720	780	830	890	940	980	1020	1060	1100	1130	1160	1200
	$h_п$ >	140	160	180	180	200	220	240	240	260	280	280	300	320	340	360	360
	$\delta_п = h_п$ >	8	8	8	8	8	8	10	10	10	10	12	12	12	14	14	14
	F	14,7	17,4	20,2	23,4	26,8	30,6	34,8	40,2	46,5	53,8	61,9	71,4	83	97,8	114	132
Площадь сечения в $см^2$	F_c	5,05	6,13	7,22	8,35	9,52	10,9	12,4	15,0	18,1	22,2	25,1	29,9	36,2	44,5	53,2	62,6
	$2F_п$	9,2	11,27	12,98	15,05	17,28	19,7	22,4	25,2	28,4	31,6	36,8	41,5	46,8	53,3	60,8	69,4

Схема стойки

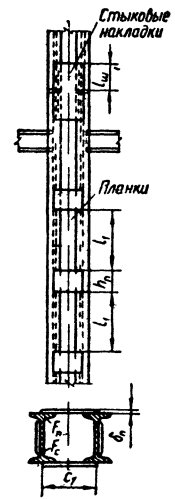
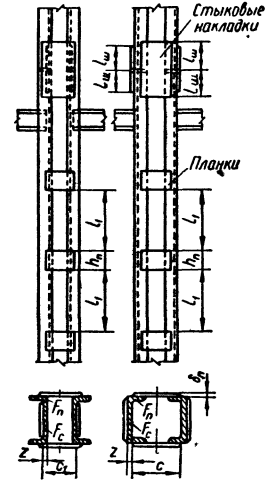


Таблица VII.19

Величина расчетной продольной силы N в *т*, которую может воспринять стойка из двух швеллеров (ГОСТ 8240—56) при центральном сжатии

	№ [	12	14	16	18	20	22	24	27	30	33	36	40
Расчетная длина стойки l_0 в *м*	3,0	42,7	51,9	62,3	71,6	82,1	95,0	109,3	126,3	145,1	169,0	195,0	226,0
	3,5	39,7	50,0	60,2	70,1	80,8	93,3	108,2	125,0	144,2	167,5	193,0	224,0
	4,0	36,4	47,6	58,2	68,5	79,0	91,8	106,4	123,6	143,0	166,0	192,0	222,0
	4,5	32,2	43,9	55,5	66,2	77,2	90,3	104,6	122,5	141,3	164,5	191,0	221,0
	5,0	—	41,0	52,1	63,5	75,1	88,2	103,0	121,1	140,0	163,0	189,0	219,0
	5,5	—	36,5	48,6	59,5	72,4	85,7	101,1	118,5	138,2	161,5	187,0	217,0
	6,0	—	—	44,5	56,4	68,8	83,0	98,5	116,5	136,0	160,0	185,0	215,0
	6,5	—	—	—	52,6	65,7	80,2	95,6	114,5	134,0	157,5	183,5	213,0
	7,0	—	—	—	49,1	61,8	76,2	92,7	111,8	131,5	155,5	182,0	211,0
	7,5	—	—	—	—	57,7	72,1	88,6	108,4	128,4	153,0	179,0	210,0
c в *мм* ⩾		180	180	180	200	220	240	280	320	360	400	440	480
c_1 в *мм* ⩾		100	120	120	140	160	180	220	240	280	300	340	360
Планки в *мм*	l_1 ⩽	540	580	620	680	720	770	840	860	880	900	940	980
	$h_п$ ⩾	100	100	120	120	140	140	160	180	200	220	240	260
	$\delta_п = h_ш$ ⩾	8	8	8	8	8	10	10	10	10	12	12	12
Площадь сечения в *см*²	F	13,3	15,6	18,1	20,7	23,4	26,7	30,6	35,2	40,5	46,5	53,4	61,5
	F_c	5,0	6,07	7,16	8,12	9,45	9,82	12,3	15,0	18,5	21,4	25,2	29,5
	$2F_п$	8,3	9,53	10,94	12,58	13,95	16,88	18,3	20,2	22,0	25,1	28,2	32,0

Схема стойки



N — величина расчетного предельного усилия (при центральном сжатии), которую может воспринять сечение при расчетном сопротивлении $R=2100$ *кг/см*^{2} ВСт.3кп;

c — расстояние между осями двутавра и швеллера;

l_1 — расстояние между соединительными планками в свету;

$h_п$ — ширина планок в *мм*;

$\delta_п$ — толщина планок в *мм*;

$h_ш$ — высота сварного шва по катету;

$F_с$ — площадь сечения стенки профиля в *см*^{2};

$F_п$ — площадь сечения одной полки профиля в *см*^{2}.

Табл. VII.18 и VII.19 составлены для стали марки ВСт.3кп с расчетным сопротивлением $R=2100$ *кг/см*^{2}.

Ход расчета по таблицам следующий. По строке l_0 (расчетная длина стойки) находят расчетную продольную силу N или ближайшую большую величину. По графе найденной силы N принимают: вверху — профиль двутавра или швеллера; внизу — величины c, l_1, $h_п$, $\delta_п$, $h_ш$, $F_с$ и $F_п$ Определяют суммарную длину сварных швов для прикрепления полунакладки стыка. При фрезерованных торцах стыковые накладки рассчитывают на усилие $0{,}15\,N$.

Пример 30. Дано: $N=150{,}7$ *т*; $l=6{,}0$ *м*; сталь марки ВСт.3кп.

По табл. VII.18 находим: $N=164{,}3$ *т*; 2 [№ 30, $c=360$ *мм*, $l_1=940$ *мм*, $h_п=260$ *мм*, $\delta=10$ *мм*.

Пример 31. Дано: $N=139{,}0$ *т*; $l=5{,}0$ *м*.

По табл. VII.19 находим: $N=140{,}0$ *т*; 2 [№ 30; $c=360$ *мм*; $l_1=880$ *мм*; $h_п=200$ *мм*.

ГЛАВА VIII

ЛЕСТНИЦЫ

КОНСТРУКЦИИ ЛЕСТНИЦ

По своему назначению лестницы подразделяются на главные и вспомогательные. Независимо от назначения лестницы гражданских зданий устраиваются огнестойкими и ограждаются огнестойкими стенами, образующими лестничные клетки.

Лестницы состоят из этажных и промежуточных площадок и обычно из одинаковых по длине и ширине маршей. Суммарная ширина лестничных маршей в зависимости от количества людей, находящихся на наиболее населенном этаже, кроме первого, а также ширина дверей, коридоров или проходов на путях эвакуации во всех этажах должны приниматься из расчета не менее 0,6 *м* на 100 человек.

Минимальная ширина эвакуационных дверей должна быть 0,8 *м*. Высота дверей и проходов на путях эвакуации должна быть в чистоте не менее 2 *м*. Для проходов, ведущих в подвальные или цокольные этажи, эта высота может быть уменьшена до 1,9 *м*, а для входа на чердак — до 1,5 *м*.

Максимальная ширина лестничных маршей должна быть 2,4 *м* между стеной и перилами или между двумя перилами.

Ширина лестничных площадок должна быть не менее ширины марша; перед входами в лифты с распашными дверями — не менее 1,6 *м*.

Устройство винтовых лестниц, разрезных площадок и забежных ступеней на путях эвакуации не допускается.

По количеству маршей в пределах одного этажа лестницы подразделяются на двухмаршевые (рис. VIII 1, *а*), трехмаршевые (рис. VIII.1, *б*) и распашные (рис. VIII.1, *в*); в редких случаях применяются и одномаршевые лестницы. Распашные лестницы обычно устраиваются в общественных зданиях; отношение ширины боковых маршей к полной ширине лестницы принимается 0,25—0,30; ширина площадок должна быть не менее ширины боковых маршей.

В одном марше количество ступеней принимается не менее 3 и не более 16. Для лестниц, ведущих в подвал или на чердак, допускается большее число ступеней в одном марше.

Лестницы изготовляются сборными железобетонными. Сборные железобетонные лестницы, как правило, устраиваются двухмаршевыми. Они состоят из двух укрупненных элементов: площадочной плиты, монолитно связанной с лобовыми балками, и двух одинаковых маршей со ступенями. Марши при небольших пролетах (до 3,0 *м* в горизонтальной проекции) рекомендуются в виде плиты, опирающейся на лобовые балки. При бо́льших пролетах более экономичными являются сборные марши по косоурам.

В местах опирания марши соединяются с лобовыми балками с помощью уголков и пластинок на электросварке, заанкеренных в торцы маршей и в лобовые балки. Детали двухмаршевой лестницы в железо-

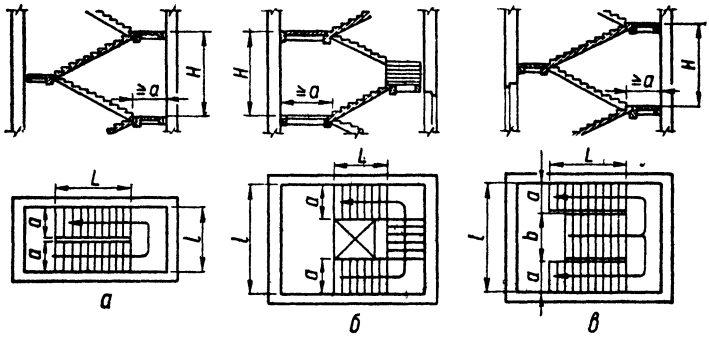


Рис. VIII 1 Конструкция лестницы.
а — двухмаршевой, *б* — трехмаршевой, *в* — распашной.

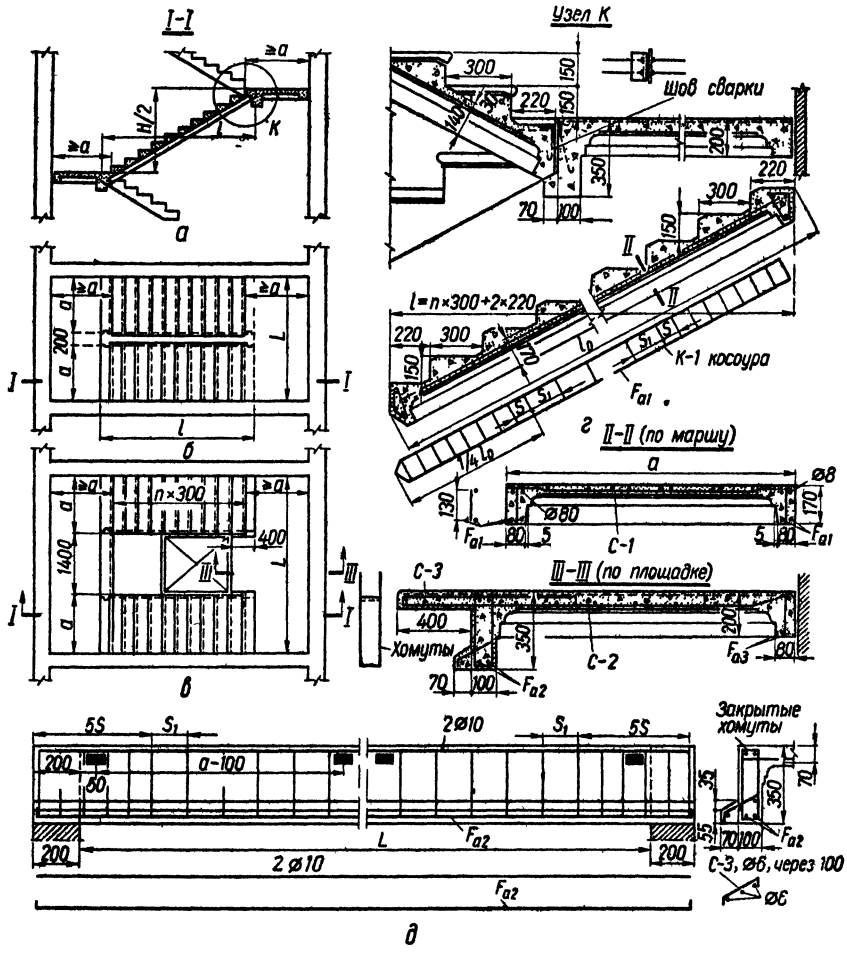


Рис. VIII 2 Детали сборной железобетонной двухмаршевой лестницы
а — схема маршей, *б* — план лестницы без лифта, *в* — план лестницы с лифтом, *г* — деталь косоура, *д* — лобовая балка.

бетоне, сопряжение маршей с площадочными лобовыми балками приведены на рис. VIII.2. На рис. VIII.3 показаны сборные марши лестниц с тонкостенными складчатыми ступенями. Складчатые ступени по сравнению с полнотелыми снижают объем бетона на 30%.

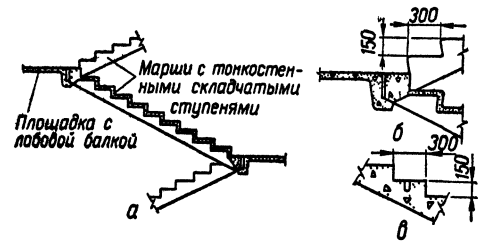


Рис. VIII.3. Сборные марши лестниц с тонкостенными складчатыми ступенями.

Элементы конструкций сборных железобетонных лестниц для жилых и гражданских зданий унифицированы и помещены в каталогах индустриальных строительных изделий, выпускаемых заводами. Поэтому при проектировании размеры лестничных клеток и размеры элементов лестниц должны строго соответствовать размерам изделий, помещенных в каталогах (рис .VIII.4) *.

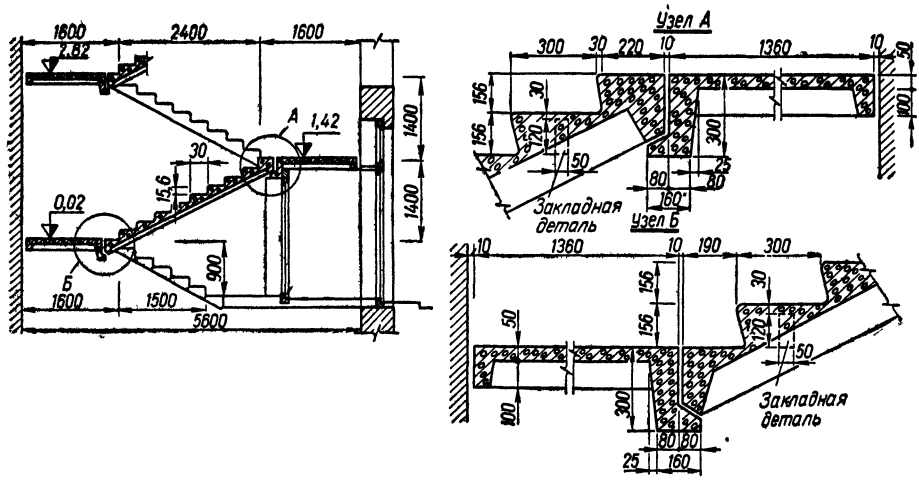
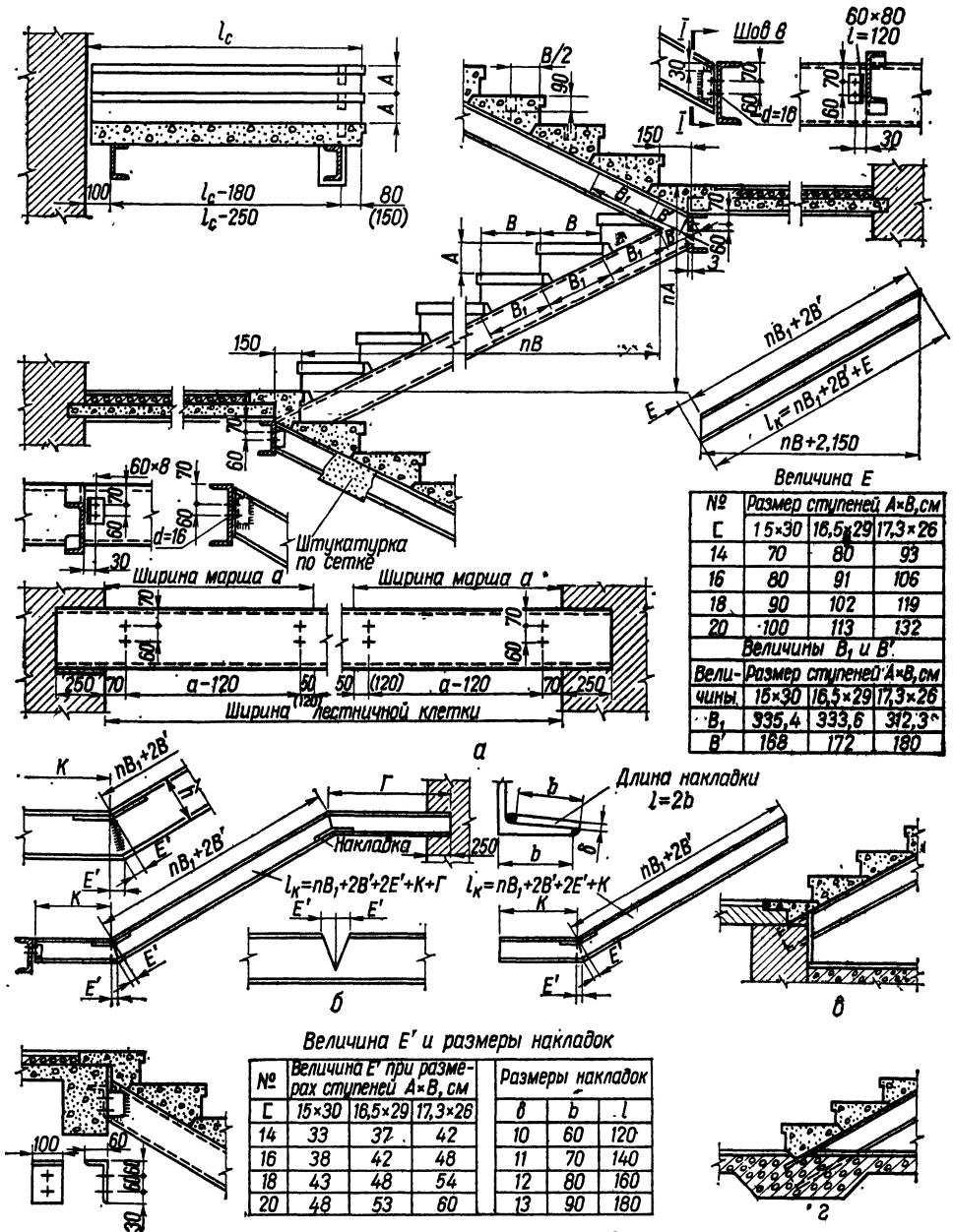


Рис. VIII.4. Монтажная схема и детали узлов лестницы из крупноразмерных элементов при высоте этажа 2,8 *м*.

Металлические косоуры и лобовые балки защищаются от огня и коррозии цементной штукатуркой по металлической сетке. Детали элементов лестницы в металле, сопряжение косоуров с лобовыми балками и размеры прямых и гнутых косоуров приведены на рис. VIII.5.

* Каталог индустриальных строительных изделий для жилищного и гражданского строительства. Раздел ИИ-03. М., Госстрой СССР, 1960.



Величина E

№	Размер ступеней A×B, см		
C	15×30	16,5×29	17,3×26
14	70	80	93
16	80	91	106
18	90	102	119
20	100	113	132

Величины B_1 и B'

Величины	Размер ступеней A×B, см		
	15×30	16,5×29	17,3×26
B_1	335,4	333,6	312,3
B'	168	172	180

Величина E' и размеры накладок

№	Величина E' при размерах ступеней A×B, см			Размеры накладок		
C	15×30	16,5×29	17,3×26	δ	b	l
14	33	37	42	10	60	120
16	38	42	48	11	70	140
18	43	48	54	12	80	160
20	48	53	60	13	90	180

Величины B_1, B' и nB_1+2B'

Размеры ступеней A×B, см	B_1	B'	nB_1+2B'										
			5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
15×30	335,4	168	2012	2348	2683	3019	3354	3689	4025	4360	4696	5031	5366
16,5×29	333,6	172	2012	2346	2679	3013	3346	3780	4014	4347	4680	5013	5342
17,3×26	312,3	180	1921	2234	2346	2858	3171	3483	3795	4107	4420	4732	5044

Рис. VIII.5. Двухмаршевая лестница с металлическими косоурами и лобовыми балками

а — детали двухмаршевой лестницы; *б* — детали гнутых косоуров; *в* — заделка косоура в стену; *г* — заделка косоура в бетонную подушку.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЛЕСТНИЦ

СТУПЕНИ

Размеры ступеней принимаются из расчета, чтобы двойная высота подступенка, сложенная с шириной проступи ступени, равнялась среднему шагу человека: $2A+B=60\div64$ *см*. Установленные нормами (СНиП А-II. 5—62) размеры ступеней приведены в табл. VIII.1.

Таблица VIII.1

Размеры ступеней в *см*

Виды зданий и помещений	A	B
Жилые и общественные	14,8	30
Производственные . .	16,3	29
Подвальные и чердачные	17,1	26

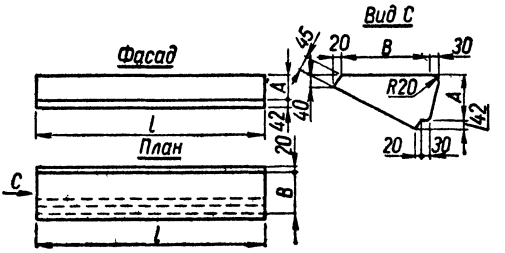


Рис. VIII.6. Фермы и размеры ступеней.

Рабочая арматура ступеней применяется в зависимости от длины ступени

Длина ступени в *м* . . .	1,0—1,4	1,5—1,9	2,0—2,4
Диаметр стержней в *мм* . .	6	7	8

Согласно нормам ступени длиной до 2,0 *м* могут армироваться только нижней арматурой без хомутов. Однако, учитывая необходимость транспортирования ступеней и возможные при этом удары, реко-

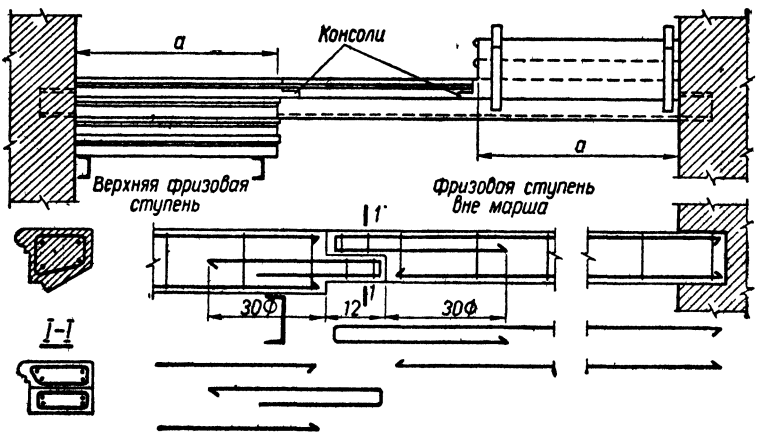


Рис. VIII.7. Армирование консоли фризовых маршевых ступеней.

мендуется укладывать по одному стержню в верхнем углу и связывать растянутую и сжатую зоны бетона хомутами диаметром 4—6 *мм* через 20 *см*.

Фризовая ступень верхней площадки вне марша опирается одним концом на консоль фризовой маршевой ступени, а другим заделывается в стену. Армирование консоли фризовых ступеней показано на рис. VIII.7.

ПЛИТЫ ПЛОЩАДОК

Толщины плит площадок и их армирование при варианте лестницы с металлическими косоурами могут быть приняты по табл VIII 2. Армирование производится сварными сетками, как показано на рис. VIII 8, *а*

В пределах лифта плита площадки часто устраивается с консолью. В этом случае арматура в пролете принимается по табл. VIII. 2. Арматура консоли принимается в зависимости от длины консоли.

Длина консоли в *см* . .	40	50	60	70	80
Количество и диаметр стержней .	5⌀6	6⌀6	7⌀6	6⌀8	7⌀8

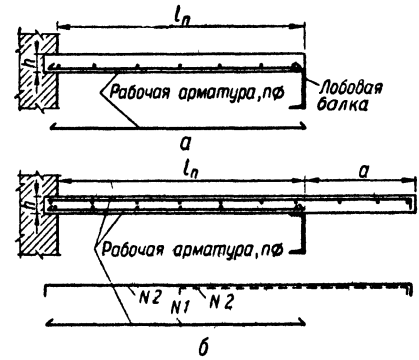


Рис VIII 8 Армирование плит площадок

а — на двух опорах, *б* — на двух опорах с консолью

При этом, когда длина консоли больше или равна $0{,}3l_п$, стержень № 2 (рис. VIII. 8, *б*) доводится до стены, когда длина консоли меньше 0,30 *l*, стержень № 2′ доводится до середины площадки.

Таблица VIII 2

Арматура на 1 *м* плиты при $q = 800$ *кг/м²*

Пролет $l_п$ в *м*	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2
Толщина плиты *h* в *см* .	7	7	7	7	8	8	8
Количество и диаметр стержней в *мм* . .	5⌀6	7⌀6	9⌀6	6⌀8	8⌀8	10⌀8	7⌀10

ЛОБОВЫЕ (ПЛОЩАДОЧНЫЕ) БАЛКИ И КОСОУРЫ

Лобовые балки и косоуры рассчитываются на прочность и жесткость, как однопролетные балки Учитывая, что лестница подвергается действию динамической нагрузки, к ней предъявляются повышенные требования в отношении жесткости.

Лобовые балки в двухмаршевой лестнице при отсутствии лифта между маршами рассчитываются на прочность по расчетной схеме, приведенной на рис. VIII.9, *а*; при наличии лифта между маршами — по расчетной схеме на рис. VIII.9, *б*; в распашной лестнице — по расчетной схеме на рис. VIII.9, *б*. Расчетная нагрузка на 1 *м* балки от плиты площади обозначена *q*; реакция косоуров — *P*.

При железобетонной лобовой балке реакция косоуров расположена не в плоскости вертикальной оси балки, а у грани и вызывает, кроме изгибающего момента, крутящий момент Однако, когда лобовая балка монолитно связана с плитой площадки, сопротивляющейся кручению, величина крутящего момента может быть значительно уменьшена. В лобовых балках устраиваются закрытые хомуты

Косоуры рассчитываются на прочность по расчетной нагрузке *q*, на жесткость — по нормативной нагрузке $q^н$. Для металлических

косоуров необходимый момент сопротивления одного косоура из условий прочности (при ширине марша a) определяют по формуле

$$W = \frac{qal^2}{8mR \cdot 2}. \qquad \text{(VIII.1)}$$

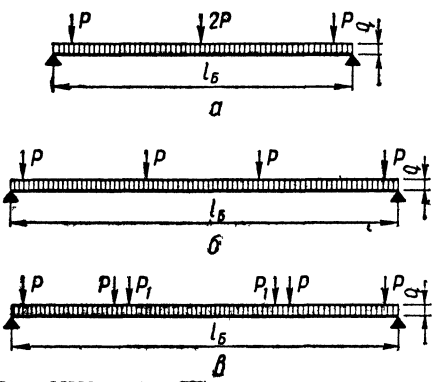


Рис. VIII.9. Расчетные схемы лобовых балок:

а, б — двухмаршевой лестницы; *в* — распашной лестницы.

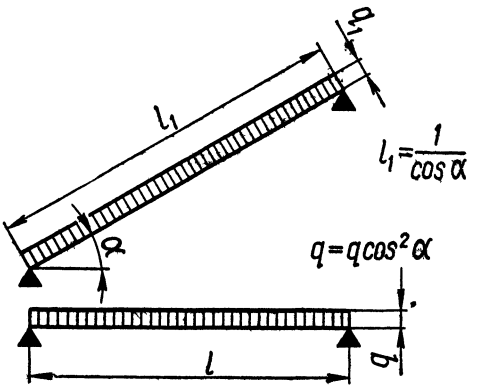


Рис. VIII.10. Расчетная схема косоура.

Необходимый момент инерции косоура из условия жесткости определяют по формуле (рис. VIII.10) *.

$$I = \frac{c}{\cos\alpha} q^н a l^3. \qquad \text{(VIII.2)}$$

Здесь q — расчетная нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции марша в *кг*;

a — ширина марша в *м*;

l — горизонтальная проекция косоура в *м*;

m — коэффициент условий работы косоура;

R — расчетное сопротивление стали;

$q^н$ — нормативная нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции марша в *т*;

α — угол наклона косоура к горизонту;

c — коэффициент, зависящий от прогиба f:

Прогиб f . . .	$1/200\,l$	$1/300\,l$	$1/400\,l$
Коэффициент c . .	0,62	0,93	1,25

По найденным величинам W и I принимают соответствующий профиль прокатной балки — двутавр или швеллер.

* Прогиб косоура, имеющего угол наклона α к горизонту и нагруженного равномерно распределенной нагрузкой $q_1^н = q^н \cos^2\alpha$ и $l_1 = \frac{1}{\cos\alpha}$, определяют по формуле

$$f = \frac{5aq_1^н\, l_1^4}{384 \cdot 2EI},$$

Подставляя значения $q_1^н$, l_1; E и f и решая уравнение по I, получим

$$I = \frac{5 \cdot aq^н \cos^2\alpha \cdot l^4 \cos\alpha}{384 \cdot 2\cos^4\alpha \frac{1}{n} l} = \frac{c}{\cos\alpha} aq^н l^3.$$

Пример. Найти номер балки металлического косоура при следующих данных: $l = 3{,}60$ *м*; $a = 1{,}30$ *м*, сталь марки Ст. 3 ($R = 2100$ *кг/см²*); $\alpha = 30°$, $g^н = 360$ *кг/м²*; $p^н = 400$ *кг/м²*; $q^н = 360 + 400 = 760$ *кг/м²*. Расчетная нагрузка на 1 *м²* горизонтальной проекции марша

$$q = g^н n + p^н n = 360 \cdot 1{,}1 + 400 \cdot 1{,}4 = 956 \text{ кг}.$$

Необходимый момент сопротивления сечения одного косоура из условия прочности по формуле (VIII.1)

$$W = \frac{qal^2}{8mR \cdot 2} = \frac{956 \cdot 1{,}30 \cdot 3{,}60^2}{8 \cdot 0{,}9 \cdot 2100 \cdot 2} = 53{,}3 \text{ см}^3.$$

Необходимый момент инерции сечения косоура из условия жесткости $f = \frac{1}{250} l$ находим по формуле (VIII 2), интерполируя величину c:

$$I = \frac{c}{\cos\alpha} q^н a l^3 = \frac{0{,}78}{0{,}866} 7{,}6 \cdot 1{,}3 \cdot 3{,}6^3 = 415 \text{ см}^4.$$

По табл. 13 и 14 приложения принимаем швеллер или двутавр № 14.

Железобетонные косоуры рассчитываются по первому предельному состоянию (по несущей способности) — по формуле (VIII.1); по второму предельному состоянию (по жесткости) — по формулам (I.97) (I.110).

Величины предельных прогибов элементов железобетонных лестниц не должны превышать:

При пролетах	$l < 5$ *м*	$1/200\, l$
То же,	$5 \leqslant l < 7$ *м*	$1/300\, l$
»	$l \geqslant 7$ *м*	$1/400\, l$

Пример расчета железобетонной ребристой панели с плитой в сжатой зоне, аналогичной по сечению железобетонным маршам, на прочность и жесткость приведен в главе VI.

ГЛАВА IX

КРЫШИ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Крыши гражданских зданий до недавнего времени строились по деревянным стропилам и обрешетке и, как правило, скатными в две и больше стороны (рис. IX.1). Однако деревянные крыши не отвечают требованиям капитальности и огнестойкости здания и не соответствуют требованиям индустриализации строительства. В настоящее время крыши, как и перекрытия и другие части зданий, выполняются преимущественно железобетонными из сборных панелей, изготовляемых строительной промышленностью. Крыши по деревянным стропилам могут быть рекомендованы только в местностях, богатых лесом, для покрытия помещений временного характера, над деревянными строениями и над зданиями со сложной конфигурацией в плане, требующей большого числа нетиповых сборных изделий.

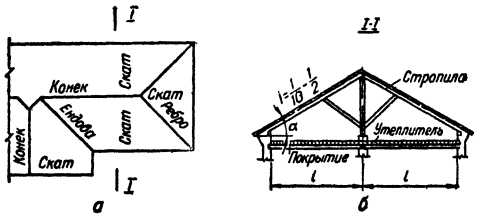


Рис. IX.1. План (*а*) и разрез (*б*) крыши.

По роду материала крыши бывают несгораемые — железобетонные — и сгораемые — деревянные, которые при неблагоприятных климатических условиях подвергаются также загниванию.

Железобетонные крыши устраиваются над зданиями, имеющими в плане, как правило, простую форму. Они бывают двух типов — раздельные и совмещенные.

СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КРЫШИ

РАЗДЕЛЬНЫЕ КРЫШИ

Раздельные железобетонные крыши собираются из двух различных по своему назначению типов панелей — панелей для кровли и панелей для чердачного перекрытия. Угол наклона панели кровли $\alpha=8—12°$ (рис. IX.2, *а*); минимальный уклон $i=0{,}01—0{,}02$ (рис. IX.2, *б*). В обоих случаях между панелями кровли и перекрытием размещается чердак. Назначение наклонных панелей (кровли) состоит в защите здания от атмосферных осадков, панель чердачных перекрытий защищает помещения верхнего этажа от температурного влияния наружного воздуха. Крыши с уклоном в 1—2° принимаются лишь в тех случаях, когда они используются под спортивные площадки или имеют другое назначение, требующее создания горизонтальной поверхности.

Панели раздельных крыш принимаются длиной $l=5{,}5—6{,}5$ *м*, равной длине ската, и шириной, равной обычно шагу планировочной сетки. Они укладываются вплотную друг к другу и образуют скаты крыши

(рис. IX.3). Панели опираются одним концом на наружные продольные стены, другим — на коньковый прогон, уложенный по сборным бетонным стойкам или кирпичным столбикам, выложенным по средней продольной стене Панели чердачного перекрытия укладываются горизонтально.

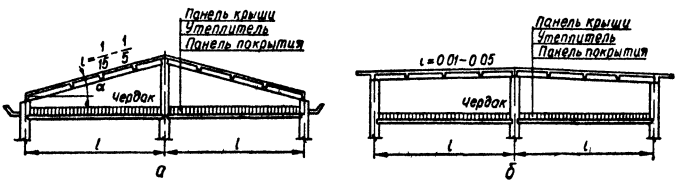


Рис. IX 2 Раздельные железобетонные крыши·
а — с наклонной кровлей, *б* — с горизонтальной кровлей

Железобетонные панели кровли представляют собой тонкие — толщиной 30—40 *мм* плиты часторебристого или складчатого поперечного сечения с ребрами (складками), направленными по скату. Плита панели выполняет функции кровли, а ребра (складки) — функции стропил, работающих на изгиб. Поэтому ребра (складки) принимаются высотой 200—300 *мм* в зависимости от пролета панели *l*.

Для увеличения устойчивости ребер и лучшего распределения нагрузки ребра вдоль ската соединяются между собой поперечными ребрами меньшей высоты.

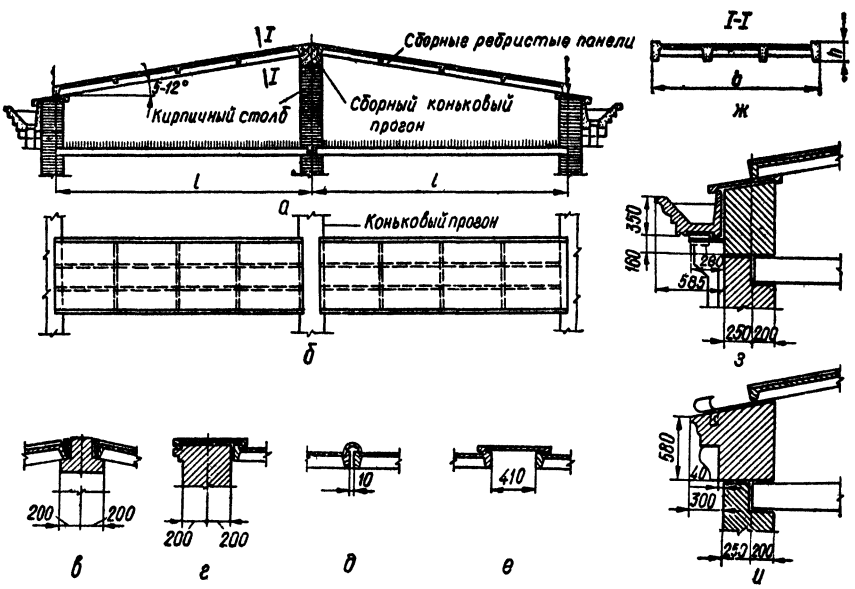


Рис. IX.3. Сборная железобетонная крыша из ребристых панелей
а — разрез; *б* — план; *в*, *г*, *д*, *е* — детали сопряжений панелей; *ж*, *з*, *и* — детали желобов.

Водонепроницаемость крыши достигается оклейкой панелей рулонными кровельными материалами или водостойкой окраской. Отвод воды из раздельных крыш, как правило, принимается наружный. Вода собирается в железобетонные желоба, подвешенные к стене на кронштейнах (рис. IX.3, *и*) или в надстенные желоба из кровельной оцинкованной стали.

Железобетонные панели чердачного перекрытия укладываются горизонтально. По конструкции они не отличаются от панелей перекрытий, но вместо пола по панелям укладывается пароизоляция и утеплитель.

СОВМЕЩЕННЫЕ КРЫШИ

Совмещенные крыши монтируются из панелей одного типа (рис. IX.4). В них отсутствует чердак, и панели над последним этажом (совмещенные панели) защищают здание от атмосферных осадков и помещения верхнего этажа от температурного влияния.

К достоинствам совмещенных крыш относятся отсутствие чердачного помещения и чердачных стен. Вследствие этого снижается (при прочих равных условиях) стоимость здания и уменьшается число типоразмеров сборных элементов стен, в особенности панельных зданий. К недостаткам совмещенных крыш по сравнению с раздельными можно отнести следующее: нарушение в жаркое время года нормального температурно-влажностного режима в помещениях верхнего этажа; вынужденное, вследствие отсутствия чердака, размещение под потолком помещения верхнего этажа трубопровода центрального отопления и коробов вентиляции; повышение требований гидро- и теплоизоляционных свойств к применяющимся материалам и необходимость в более строгом надзоре за выполнением работ; повышение эксплуатационных расходов по сравнению с раздельными крышами.

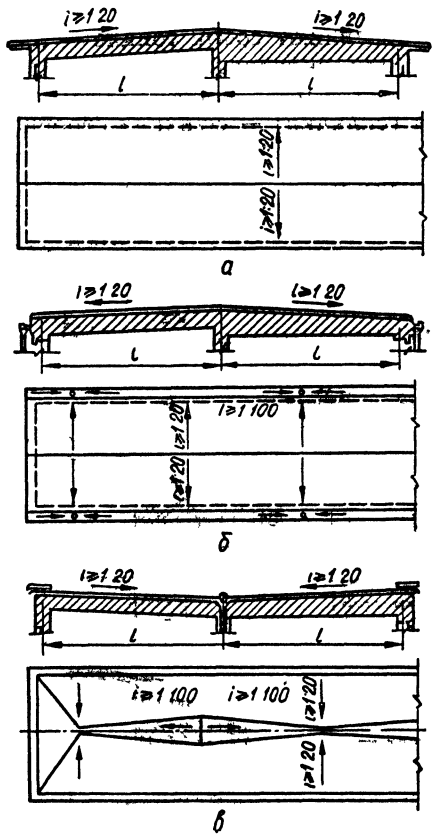


Рис. IX.4. Схемы совмещенных крыш:
а — с наружным свободным водосбросом; *б* — с наружным организованным отводом воды желобами и водосточными трубами; *в* — с отводом воды внутренними водостоками.

Поэтому при выборе типа крыши следует руководствоваться технико-экономическими показателями с учетом климатических условий местности.

Совмещенным крышам придают минимальный уклон $i=0{,}01—0{,}05$ (см. рис. IX.3), причем потолок помещений верхнего этажа может иметь наклон крыши или быть горизонтальным. При горизонтальном потолке сохраняется принятая унификация элементов конструкций — не увеличивается число типоразмеров панелей стен и перегородок и не нарушается интерьер помещений верхнего этажа.

Проектирование и строительство совмещенных крыш жилых и общественных зданий регламентируется временными указаниями СН 51—64.

Отвод талых и дождевых вод с совмещенных крыш осуществляется одним из следующих способов: свободным сбросом атмосферных осадков по свесам карниза (рис. IX.4, *а*); организованным

отводом воды по наружным (рис IX 4,*б*) или внутренним водоотводам (рис IX 4,*в*)

Свободный сброс атмосферных вод является наиболее дешевым и может быть рекомендован для всех климатических районов СССР, если высота здания не более пяти этажей и не выходит фасадом на красную линию застройки. Здания до пяти этажей со свободным сбросом воды могут выходить на красную линию, если крыша односкатна с уклоном в сторону дворового фасада (рис. IX 5).

Организованный способ отвода воды применяется в зданиях, выходящих на красную линию, независимо от этажности здания.

Совмещенные крыши бывают

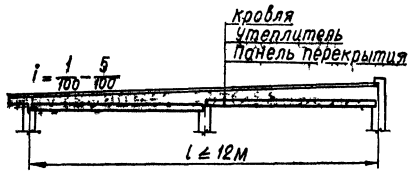


Рис IX 5 Совмещенная крыша с наклонной кровлей в сторону дворового фасада

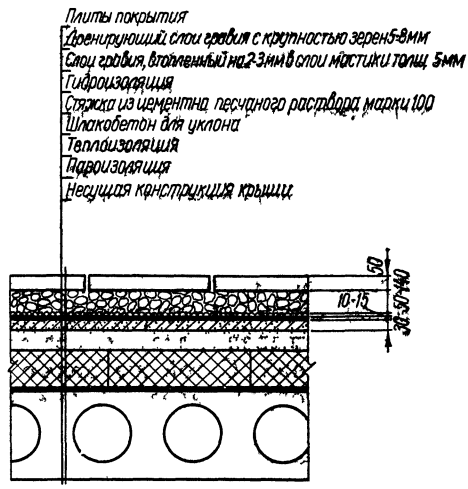


Рис IX 6 Деталь эксплуатируемого покрытия.

эксплуатируемые, — используются под спортивные площадки, солярий, кафе, рестораны и пр. и неэксплуатируемые. Эксплуатируемые крыши дороже неэксплуатируемых; у них более сложная верхняя часть конструкции и требуется уклон не более 1/100 (рис. IX.6). Поэтому для массового жилищного строительства рекомендуются неэксплуатируемые крыши с уклоном в 1/20.

Совмещенные крыши бывают вентилируемые, с воздушной прослойкой (рис. IX,6), и невентилируемые. Покрытия вентилируемого типа рекомендуются во всех климатических районах СССР. Вентиляция покрытия происходит непрерывно через воздушные каналы, которые обычно располагаются по уклону кровли. Воздух поступает в каналы со стороны карнизов и выходит через щель вдоль средней продольной стены. По мере движения воздуха происходит просушивание и удаление влаги, накапливаемой в покрытии при эксплуатации здания в осеннее и зимнее времена года, а также влаги, поступающей из помещений верхнего этажа.

В невентилируемых покрытиях просушивание происходит весьма медленно, вследствие чего ограждающие свойства покрытия значительно снижаются. Невентилируемые покрытия не рекомендуются для применения в районах с суровыми климатическими условиями (I и частично II климатические районы СССР), а также в IV климатическом районе, где в летнее время из-за сильного нагрева конструкций покрытия в помещениях верхнего этажа значительно повышается температура воздуха.

Чтобы крыша могла выполнять гидро- и теплоизоляционные функции, она устраивается многослойной. При этом каждый слой имеет свое назначение и укладывается по вертикали в определенном порядке (рис. IX 6): защитный слой, гидроизоляционный слой, стяжка (осно-

вание), вентилирующая воздушная прослойка, теплоизоляционный слой, пароизоляционный слой, несущая конструкция.

Назначение слоев совмещенной крыши сводится к следующему.

Верхний, защитный слой для неэксплуатируемых покрытий обычно состоит из окатанного крупнозернистого песка или мелкого гравия. Он защищает нижележащий слой — рулонный гидроизоляционный ковер — от возможного механического повреждения при эксплуатации крыши, от чрезмерного нагрева ковра солнечными лучами и непосредственного соприкосновения с ним кислорода воздуха. При соприкосновении ковра с воздухом происходит медленное выделение летучих соединений гидроизоляционного ковра и потеря его эластичности. Песок и гравий втапливаются в горячий битумный слой мастики, нанесенный по ковру и окрашенный для уменьшения его нагрева светлым тоном — алюминиевой краской.

В качестве защитного слоя для эксплуатируемых покрытий рекомендуется асфальтобетонная плита толщиной 4—5 *см* с прокладкой стальной сетки из стержней 3—4 *мм* Сетка предохраняет защитный слой от разрывов, которые могут произойти под влиянием температурных колебаний. С той же целью (предохранения разрыва гидроизоляционного ковра) через каждые 10—12 *м* устраиваются температурно-

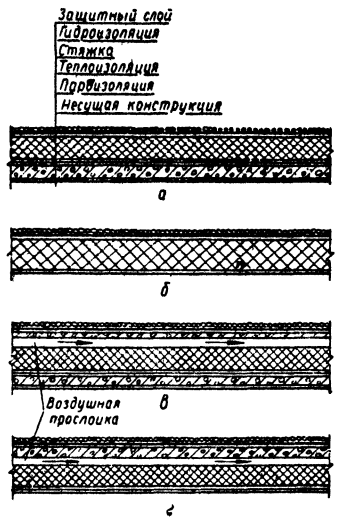


Рис. IX.7. Схемы конструкций совмещенных крыш

а — невентилируемая с теплоизоляцией, раздельной от несущей конструкции крыши; *б* — то же, с теплоизоляцией, являющейся одновременно и несущей конструкцией крыши, *в* — вентилируемая с теплоизоляцией, раздельной от несущей конструкции крыши и расположением несущих плит под теплоизоляцией, *г* — то же, с расположением несущих плит над теплоизоляцией.

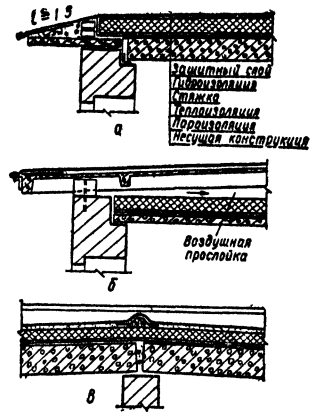


Рис. IX 8 Детали конструкций совмещенных крыш (покрытий) с наружным отводом воды

а — карниз невентилируемой крыши, *б* — карниз вентилируемой крыши, *в* — конек невентилируемой крыши

усадочные швы. Полом для эксплуатационной крыши могут служить бетонные, асфальтовые или метлахские плитки, уложенные с уклоном к водоприемнику.

Гидроизоляционный слой представляет собой обычно сплошной ковер рулонных материалов — руберойд и гидроизол, наклеенных друг на друга по горячей битумной мастике. Полотнища уклады-

ваются перпендикулярно к направлению стока воды внахлестку на 80—100 *мм*. Количество слоев ковра принимается в зависимости от уклона кровли: при $i=0{,}01$ — не менее 5 слоев; при $i=0{,}02$ — не менее 4 слоев; при $i=0{,}05$ — не менее 3 слоев. Гидроизоляционный слой защищает покрытие от попадания в него атмосферных вод. Ему придают уклон кровли. Вследствие своей эластичности гидроизоляционный ковер легко принимает форму подстилающего слоя утеплителя. Поэтому, когда утеплителем служит сыпучее тело, легко деформирующееся под влиянием временной нагрузки, под гидроизоляционным ковром устраивается стяжка, служащая жестким основанием.

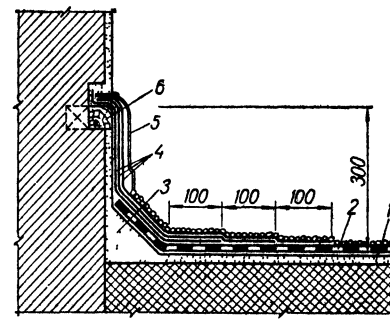


Рис IX 9. Примыкание кровли из рулонных материалов к кирпичной стене:

1 — стяжка, *2* — основной рулонный ковер; *3* — фаска из цементного раствора; *4* — дополнительные слои рулонного материала; *5* — металлический фартук, *6* — деревянная антисептированная рейка

Стяжка создает ровное, прочное и жесткое основание под рулонный ковер. Основанием могут служить (рис. IX.6): слой литого песчаного асфальтобетона прочностью при сжатии не ниже 8 *кг/см*^{2} и толщиной 15—20 *мм*, если отсутствует воздушная прослойка и утеплитель плитный — жесткий; слой песчано-цементного бетона марки не ниже 50 и толщиной 25—30 *мм* с укладкой посередине стяжки стальной сетки диаметром 2—3 *мм*, если нет воздушной прослойки и утеплитель сыпучий; сборные железобетонные плиты марки не ниже 100, укладываемые по рейкам, если имеется воздушная прослойка (рис. IX.6, *в*).

Вентилирующая воздушная прослойка, как было указано, предназначена для более быстрого удаления влаги из конструкций покрытия совмещенной крыши и предупреждения перегрева воздуха помещений верхнего этажа.

Теплоизоляционный слой совмещенных крыш предназначен для обеспечения требуемого сопротивления теплопередачи. Теплоизоляционные материалы подразделяются на твердые и сыпучие. В качестве твердых утеплителей могут служить пенобетон, газобетон, пеностекло, плиты минераловатные и древесноволокнистые (антисептированные) и др. требуемой толщины; сыпучими утеплителями служат: гранулированный шлак, керамзит, пемза, туф толщиной слоя по расчету.

Пароизоляционный слой укладывается под теплоизоляцию и служит для защиты теплоизоляционного слоя от проникания в него паров теплого воздуха помещений верхнего этажа, так как утеплитель будет выполнять свои функции, если он будет сухим. Для пароизоляционного слоя применяют рубероид, гидроизол по горячей битумной мастике.

Несущая конструкция обеспечивает прочность и жесткость совмещенного покрытия. Несущая конструкция обычно представляет собой сборные железобетонные панели, плиты; к ним предъявляются те же требования, что и к панелям междуэтажных перекрытий.

Работы по выполнению совмещенной крыши должны быть произведены квалифицированно, с особой тщательностью и под строгим надзором. Это больше всего относится к деталям покрытий — свесам карнизов, сопряжений в коньке, местам примыкания гидроизоляционного ковра к выступающим над крышей элементам и др. (рис. IX.8—IX.9).

На рис. IX.8, *а* показаны детали конструкций совмещенных невентилируемых крыш с наружным отводом атмосферных вод. Покрытие решено из сборных железобетонных панелей, уложенных с уклоном в сторону наружных продольных стен. Уклон потолка равен уклону кровли. Потолок может быть и горизонтальным, что достигается утолщением (сверх расчетной толщины) теплоизоляционного слоя со стороны внутренней продольной стены.

КРЫШИ С ДЕРЕВЯННЫМИ СТРОПИЛАМИ

КРОВЛЯ

Основными материалами для кровли являются асбоцементные волнистые листы, кровельное железо, черепица, рулонные материалы (руберойд, гидроизол, стеклоруберойд, толь) и дерево (тес, гонт, щепа).

Уклоны крыши зависят от рода кровельного материала и ограничены нормами (в проц.) *:

Кровли из рулонных материалов (руберойда, толя-кожи, гидроизола и др.), наклеиваемых на горячих и холодных мастиках, трех- и двухслойные	10
То же, трехслойные с защитным слоем гравия, втопленного в горячую мастику	2,5
То же, четырехслойные и более с защитным слоем гравия, втопленного в горячую мастику	0
Кровля из волнистых асбоцементных листов обыкновенного профиля	33
То же, усиленного профиля	25
То же, с уплотнением швов в горизонтальных стыках	16
Кровля из асбестоцементных плиток и черепицы	50

Примечания: 1. Приведенные уклоны крыш соответствуют режиму атмосферных осадков зоны с умеренным климатом.

2. Максимальные уклоны основных скатов рулонных кровель не должны превышать 25%; превышения допускаются лишь в случаях необходимости на отдельных участках покрытия (например, на бортах фонарей, на поверхности оболочек и т. п.) при условии применения на этих участках тугоплавкой клеящей мастики. В местах примыканий кровельного ковра к вертикальным поверхностям следует предусматривать переходные участки с уклоном 100%.

3. Уклоны крыш с кровлями из асбестоцементных листов «каскадного» типа, а также из местных материалов (шифера, гонта, щепы и др.) следует назначать по указаниям соответствующих нормативных документов с учетом опыта строительства.

Железные кровли в качестве покрытия, защищающего здания от атмосферных осадков, применяются во всех климатических районах, допуская любой уклон крыши, но не менее 15°. Железные кровли в последнее время применяются редко, так как они относительно дороги, под влиянием атмосферных осадков ржавеют (разрушаются) и требуют постоянного надзора при эксплуатации.

Для защиты кровельного железа от коррозии листы железа при заготовке покрываются с обеих сторон олифой, а вся крыша через каждые три года красится масляной краской. Кровля укладывается не по сплошному настилу, а по брускам, уложенным через 20—25 *см* между осями; под стыки (горизонтальные фальцы) ширина брусков увеличивается вдвое, а в пределах карниза, разжелобка и конька настил устраивается сплошным из досок толщиной, равной толщине брусков.

Черепичные кровли благодаря хорошему сопротивлению химическим воздействиям не требуют больших эксплуатационных расходов. Черепица водонепроницаема, огнестойка и долговечна.

* Подробные указания по проектированию рулонных кровель приведены в СН 394—69.

Недостатком черепичной кровли является значительный собственный вес, большие углы наклона α и, следовательно, усложнение конструкции стропил.

Черепица подразделяется на рядовую, служащую для покрытия скатов, и фигурную, употребляемую для покрытия коньков, ребер и углов. Ендовы и разжелобки покрываются оцинкованным кровельным железом.

По форме рядовая черепица бывает плоской (марсельская) и желобчатой (татарская); наиболее распространена плоская черепица.

Сопряжение марсельской черепицы осуществляется внахлестку с промазкой швов известково-цементным раствором 1 : 1 : 7 или 1 : 1 : 9 с примесью волокнистых веществ (очесы, шерсть).

Черепичные кровли укладываются по настилу из брусков, сечение которых может быть принято по табл. IX.1.

Таблица IX.1

Размеры поперечного сечения настила в *см*

Кровля	Расстояние между стропилами a в *м*						Род настила
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	
Железная, черепичная и асбоцементная . . .	5×5	5×5	5×5	5×6	6×6	6×6	Бруски
Этернитовая, рулонная	2,5	2,5	2,5	3 (2,5)	3 (2,5)	3 (2,5)	Доски

Асбоцементные кровли применяются во всех климатических районах СССР. Асбоцемент представляет собой волнистые водонепроницаемые и огнестойкие листы, имеющие небольшой вес.

Асбоцементные листы укладываются по обрешетке. Размеры брусков обрешетки могут быть приняты по табл. IX.1. Конек и ребра покрываются фигурными шаблонами, а разжелобки и желоба — оцинкованным кровельным железом.

Прогиб несущих элементов основания под кровлю не должен превышать:

Обрешетки и настил под железные кровли и кровли из волнистых асбоцементных плит и др.	$1/150\,l$
Прогонов и стропильных плит	$1/200\,l$
Ендов	$1/400\,l$

Настил устраивается из двух слоев досок. Нижний рабочий настил укладывается с прозорами перпендикулярно к стропилам. Верхний, защитный, настил из сухих антисептированных досок шириной не более 8 *см* и толщиной 2 *см* укладывается под углом 45° к рабочему настилу.

Рулонные кровли (руберойд и толь) применяются в промышленном строительстве и в совмещенных покрытиях жилищного строительства. Рулонные кровельные материалы эластичны, водонепроницаемы и атмосфероустойчивы. Толь и руберойд наклеиваются на битумной мастике. Число изоляционных слоев (2—4) зависит от капитальности здания и уклона крыши. При трехслойной кровле нижним слоем обычно служит пергамин. Подробные указания приведены в СН 394—69.

Вследствие слабого сопротивления рулонных кровельных материалов растягивающим усилиям основание под ними должно быть жестким — мало деформирующимся.

Деревянные кровли (гонтовые, драночные и тесовые) распространены в поселковом и сельскохозяйственном строительстве, преи-

мущественно в богатых лесом районах. Основанием для них служит обрешетка из брусков или жердей. К основным недостаткам деревянных кровель следует отнести малый срок службы вследствие их загнивания и огнеопасность.

ОБРЕШЕТКА

Обрешетка (кровельный настил) обычно изготовляется из деревянных брусков и досок. При расчете бруски или доски рассматриваются как двухпролетные балки, нагруженные сосредоточенной силой $P = 100$ *кг* (вес человека с инструментом) в одном из пролетов с коэффициентом перегрузки 1,2.

Настил из брусков достаточно проверить на прочность, а из досок — на прогиб. Сечение настила, в зависимости от расстояния между осями стропил, приведено в табл. IX.1.

При расстоянии между осями стропил *а*, равном 1,3—1,5 *м*, снизу перпендикулярно к дощатому настилу подшивается распределительная доска. В этом случае толщина досок настила может быть принята 2,5 *см*.

СТРОПИЛА

Стропила обычно изготовляются из бревен, стесанных на один кант (сверху), пластин или из пиленого леса — брусьев и досок на ребро. Наиболее распространенным и индустриальным решением являются стропила из пиломатериалов.

В типовых проектах жилых зданий с деревянными крышами стропила запроектированы из пиломатериалов. Монтажная схема стропил из пиломатериалов и детали узлов показаны на рис. IX.10.

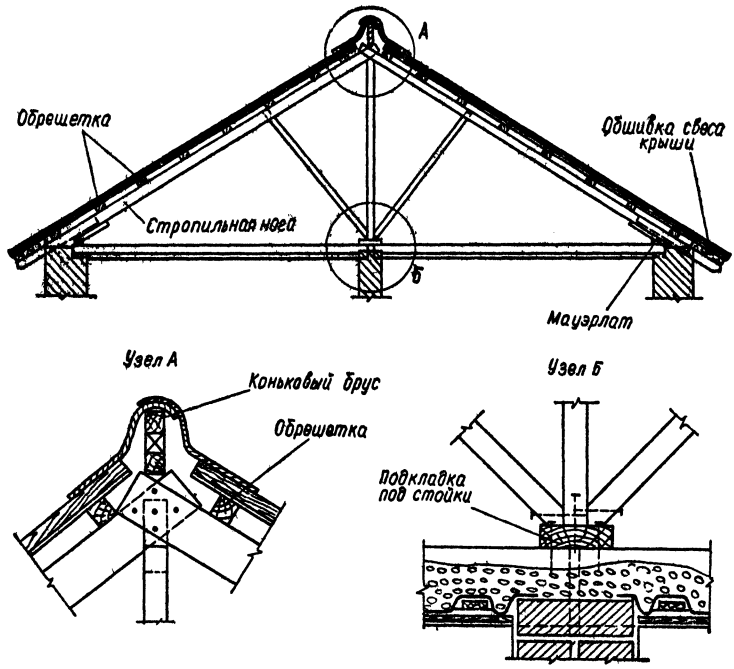


Рис. IX.10. Монтажная схема стропил.

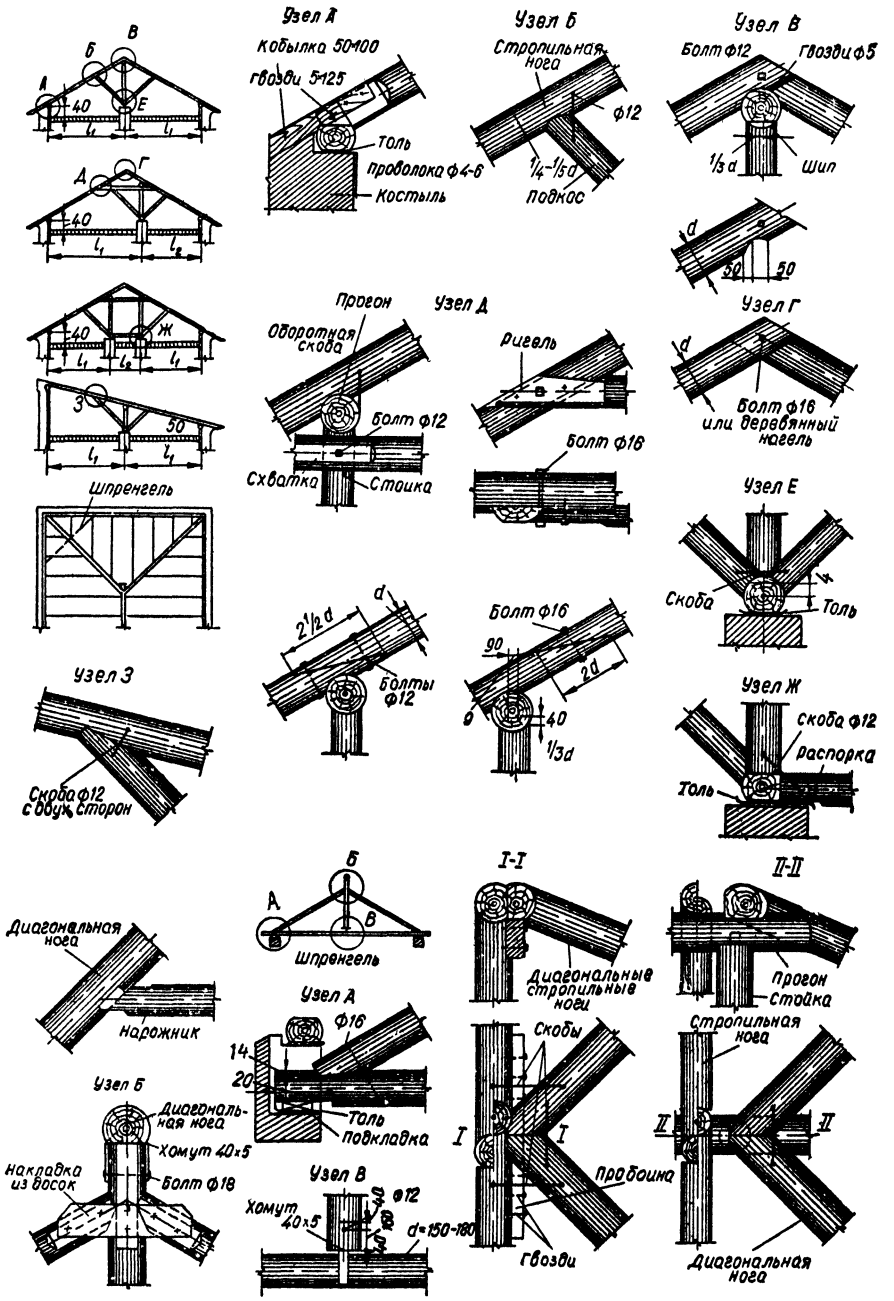


Рис IX 11 Схема и узлы наслонных стропил

В районах, где лес является местным строительным материалом, и в построечных условиях можно рекомендовать изготовлять наслонные стропила из круглого леса малых диаметров 10—14 *см* (подтоварник). В этих условиях стропила из круглого леса обладают многими преимуществами по сравнению со стропилами из пиломатериалов — досок и брусьев: расход древесины из пиломатериала значительно больший,

чем из круглого леса; для получения досок необходимого сечения требуется круглый лес больших диаметров (22—28 *см*) и высокого качества (дефицитный); стропила из круглого леса обладают большим пределом огнестойкости и большей жесткостью; кроме того, расход металлических изделий для сопряжения элементов стропил в узлах из круглого леса меньший ,чем для стропил из досок, а сопряжение на врубках более надежно, чем сопряжение досок на болтах.

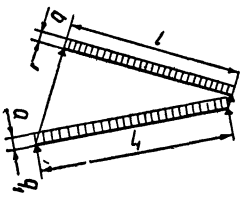


Рис. IX.12. Расчетная схема стропильной ноги.

Схема стропил зависит от размеров и конфигурации перекрываемых зданий и расположения внутренних опор. При расстоянии между продольными стенами до 6,0—6,5 *м* стропила устраиваются наслонными. В гражданском строительстве распространены схемы наслонных (безраспорных) стропил с одной или двумя промежуточными опорами (рис. IX.11). Основными элементами наслонных стропил являются стропильные ноги, работающие на изгиб, стойки, поддерживающие прогон, и подкосы, уменьшающие расчетный пролет стропильных ног и создающие жесткость всей системы стропил.

Стропильные ноги нижним концом опираются на мауэрлат (опорный брус), распределяющий давление на кладку стен, а верхним — на коньковый прогон, где стропильные ноги обоих скатов сопрягаются врубкой в полдерева. Сопряжение стропильных ног на коньковом прогоне должно быть надежным, не допускающим возможности смещения стропил вдоль ската. В этом случае не может возникнуть вредно действующий на стены здания распор от стропил. Для свободного доступа к осмотру мауэрлатов и стропильных ног расстояние от верха чердачного перекрытия до низа мауэрлата должно быть не менее 40 *см*. Элементы стропил в местах соприкасания с каменной кладкой антисептируются и изолируются прокладкой толя. Расстояние между осями стропил принимается в пределах 1,0—1,5 *м*, а сечение — по расчету.

Стропильные ноги рассчитываются на прочность и на жесткость. Расчет прочности производится на воздействие расчетной нагрузки q_1, нормальной к оси (рис. IX.12) и определяемой по формуле

$$q_1 = (ng^{н} \cos\alpha + np^{н} \cos^2\alpha)\, a. \qquad \text{(IX.1)}$$

Расчет на жесткость (прогиб) производится на воздействие нормативной нагрузки $q_1^{н}$, определяемой по формуле

$$q_1^{н} = (g^{н} \cos\alpha + p^{н} \cos^2\alpha)\, a. \qquad \text{(IX.2)}$$

Здесь n — коэффициент перегрузки для снеговых нагрузок, равный 1,4; для веса конструкции крыши $n = 1{,}1$;

$g^{н}$ — вес 1 $м^2$ кровли, кровельного настила и стропил:

$p^{н}$ — нормативная снеговая нагрузка на 1 $м^2$ горизонтальной проекции крыши, определяемая по формуле (1) приложения;

a — расстояние между осями стропил.

Стойки и подкосы наслонных стропил, работающие только на сжатие, обычно не рассчитываются. Диаметр этих элементов на практике принимается на 1—3 *см* меньше диаметра стропильных ног: при диаметре стропильной ноги 14 *см* — 13 *см*; при 16 *см* — 14 *см*; при 18 *см* — 15 *см*.

Расчет деревянных изгибаемых элементов на прочность производится по формуле

$$\frac{M}{W_{расч}} \leqslant R_{и}, \qquad \text{(IX.3)}$$

где M — расчетный изгибающий момент;

$R_и$ — расчетное сопротивление древесины изгибу;

$W_{расч}$ — расчетный момент сопротивления рассматриваемого поперечного сечения, определяемый для цельных элементов по площади сечения нетто. При определении $W_{расч}$ ослабления, расположенные на участке длиной 20 *см*, принимаются совмещенными в одном сечении.

Пример 1. Найти сечения стропил под черепичную кровлю для III климатического района (Москва) при следующих данных: угол наклона крыши $\alpha=27°$; $\operatorname{tg}\alpha=0{,}5$; $\cos\alpha=0{,}89$; расстояние между стропилами $a=1{,}3$ *м*; расчетный пролет стропил $l=4{,}4$ *м*.

По табл. IX.1 находим сечение обрешетины — бруски $b\times h=5\times6$ *см*.

Подсчитываем собственный вес 1 *м*² крыши в *кг*:

Кровля (черепица)	45
Обрешетка $(0{,}05\cdot0{,}06\,\frac{100}{25}\,550)$	7
Стропильная нога	10
Итого	$g^н=62$ *кг/м*²

Нормативная снеговая нагрузка на 1 *м*² горизонтальной проекции крыши по формуле (1) приложения.

По табл. 6 приложения и карте районирования снегового покрова (рис. 1) вес снегового покрова для Москвы $p_0=100$ *кг/м*²; коэффициент $c=0{,}94$ (см. табл. 7 приложения при $\alpha=27°$).

$$p^н=p_0c=100\cdot0{,}94=94\ кг/м^2.$$

Расчетную нагрузку q_1 на 1 *м* стропил нормально составляющую к оси определяем по формуле (IX.1)

$$q_1=(1{,}1\cdot62\cdot0{,}89+1{,}4\cdot94\cdot0{,}89^2)\,1{,}3=214\ кг/м.$$

Нормативная нагрузка $q_1^н$ по формуле (IX.2)

$$q_1^н=(62\cdot0{,}89+94\cdot0{,}89^2)\,1{,}3=1{,}68\ кг/м;$$

изгибающий момент

$$M=0{,}125q_1l^2=0{,}125\cdot214\cdot4{,}4^2=52\,000\ кгсм.$$

Необходимый момент сопротивления из условий прочности при $R_и=130$ *кг/см*²

$$W_{расч}=\frac{M}{R_и}=\frac{52\,000}{130}=400\ см^3.$$

Необходимый момент инерции по условиям прогиба при $f=\frac{1}{200}\,l$, $E=100000$ *кг/см*² и $q_1^н=168$ *кг/м*

$$I=\frac{5q_1^н\,l^4}{384Ef}=\frac{5\cdot168\cdot440^3\cdot200}{384\cdot100\,000}=3630\ см^4.$$

Принимаем круглое сечение диаметром 17 *см* (посредине длины), стесанное на один кант (табл. IX.14), или прямоугольное поперечное сечение (табл. IX.15) из брусков $b\times h=10\times15$ *см*, или из досок $b\times h=6\times19$ *см*.

ПРОГОНЫ

Прогоны бывают однопролетные и многопролетные. При равных расстояниях между фермами рекомендуются многопролетные прогоны. Наиболее распространенной конструкцией многопролетных прогонов является спаренный прогон (из двух досок — рис. IX.13). Применяются также консольно-балочные прогоны круглого или прямоугольного поперечного сечения.

Прогоны могут рассчитываться на расчетную постоянную и временную нагрузки без учета невыгодного расположения последней по пролетам.

Спаренные прогоны устраиваются из двух досок, поставленных рядом на ребро и сплоченных между собой гвоздями в шахматном порядке по всей длине через 45—50 *см*. Длину гвоздей следует принимать из расчета, чтобы их концы могли быть загнуты с обратной стороны. Стыки досок располагаются вразбежку на расстоянии 0,15—

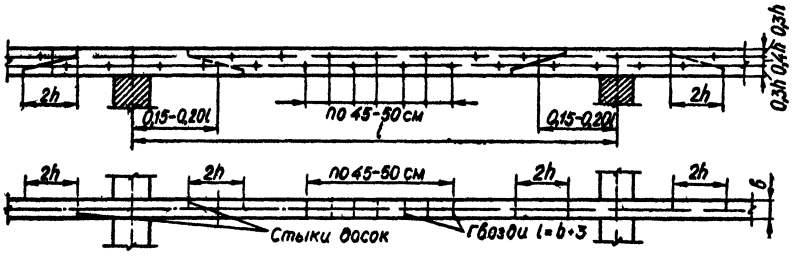


Рис. IX 13. Спаренный из двух досок прогон.

0,20 l от опор и осуществляются в виде косого прируба (см. рис. IX.13). Размеры поперечного сечения досок спаренного прогона определяются расчетом на прочность и прогиб; при этом не рекомендуется принимать доски толщиной менее 3,5—4 *см*.

Момент сопротивления прогона при равномерно распределенной нагрузке определяют по формуле

$$W = \alpha \frac{ql^2}{R_и}, \qquad (IX.4)$$

где q — интенсивность расчетной равномерно распределенной нагрузки — постоянной плюс временной;

α — коэффициент, зависящий от числа пролетов:

Число пролетов	2	3	4	5
Коэффициент α	0,125	0,100	0,107	0,105

Высоту поперечного сечения досок прогона рекомендуется принимать не менее $\frac{1}{25}l$. В этом случае проверку прогона на прогиб можно не производить.

Пример 2. Рассчитать двухпролетный прогон пролетом $l=3{,}25$ *м*, поддерживающий балки чердачного перекрытия при следующих данных. реакции балок $P=655$ *кг*; расстояние между осями балок $a=0{,}85$ *м*.

Интенсивность расчетной нагрузки, приведенной к равномерно распределенной.

$$q = P : a = 655 : 0{,}85 = 770 \text{ кг/м}.$$

Необходимый момент сопротивления при $R_и=130$ *кг/см*² по формуле (IX.4)

$$W = \frac{\alpha q l^2}{R_и} = \frac{0{,}125 \cdot 770 \cdot 3{,}25^2}{130} = 782 \text{ см}^3.$$

Принимаем прогон из двух спаренных досок сечением 5×22 *см* с моментом сопротивления $W=807$ *см*³ (см. табл. IX 15).

Консольно-балочные прогоны, в отличие от спаренных, являются системами статически определимыми. Статическая определимость достигается размещением в n-пролетном неразрезном прогоне $n-1$ шарниров, которые превращают неразрезной прогон в ряд консольных и подвесных балок. В этом случае при соответствующем размещении шарниров может быть получен прогон с равными по величине моментами в пролетах и на опорах или с равными по величине прогибами в пролетах и на концах консолей Для расчета прогонов приведена табл. IX.2, в которой из условий прочности даны расстояния от шарниров до опор и величины изгибающих моментов при расположе-

Таблица IX.2

Данные для расчета консольных балок

№ схемы	Расчетная схема	$\frac{a}{l}$	Величины моментов
1		0,172	$M_1=M_2=M_3=0,0859ql^2$
2		0,22	$M_1=M_2=0,0858ql^2$; $M_3=0,0392ql^2$
3		0,125	$M_1=0,0957ql^2$; $M_2=M_3=0,0625ql^2$
4		0,147	$M_1=M_2=M_3=0,0625ql^2$
5		0,125 0,147	$M_1=M_5=0,0957ql^2$ $M_2=M_3=M_4=0,0625ql^2$
6		0,147	$M_1=M_2=M_3=M_4=$ $=0,0625ql^2$
7		0,125 0,147	$M_1=0,0957ql^2$ $M_2=M_3=M_4=0,0625ql^2$
8		0,147	$M_1=M_2=M_3=M_4=$ $=0,0625ql^2$

нии по всем пролетам расчетной равномерно распределенной нагрузки q. При равных пролетах величины изгибающих моментов в крайних балках больше, чем в средних (схемы 3; 5 и 7). В этом случае балки крайних пролетов принимаются большего поперечного сечения, чем сечения балок средних пролетов. Но часто для создания прогона с равными по величине моментами и одинакового сечения балок во всех пролетах крайние пролеты уменьшают до 0,853 l (схемы 4; 6 и 8).

Пример 3. Подобрать сечение пятипролетного консольно-балочного прогона с укороченными крайними пролетами (схема 8). Дано: $l_{ср} = 6{,}0$ *м*; $l_{кр} = 0{,}853 \cdot 6{,}0 = 5{,}10$ *м*;

$$q = g + p = 860 \text{ кг/м}.$$

Определяем величины изгибающих моментов

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = 0{,}0625 \cdot 860 \cdot 6{,}0^2 = 193\,500 \text{ кгсм}.$$

Расчетный момент сопротивления при $R_и = 150$ *кг/см²* определяем по формуле (IX.4)

$$W_{расч} = \frac{M}{R_и} = \frac{193\,500}{150} = 1290 \text{ см}^3.$$

По табл. IX.5 принимаем сечение прогона $b \times h = 14 \times 24$ *см*.

Когда пролеты велики, прогон устраивается с подкосами (рис. IX.14).

Прогон с подкосами работает на изгиб, как трехпролетная балка, а стойки и подкосы работают на центральное сжатие с учетом продольного изгиба. Деревянные подкосные системы в гражданском строительстве встречаются в конструкциях наслонных стропил, в складских помещениях и т. д.

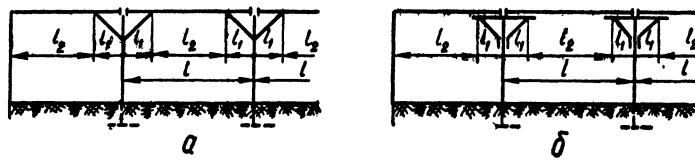


Рис. IX.14. Прогоны с подкосами:
а — без подбалки; *б* — с подбалкой.

Стойки обычно устанавливаются на равном друг от друга расстоянии, величина которого принимается в зависимости от назначения помещения и величины нагрузки. Подкосам дается наклон под углом $\alpha = 45 \div 60°$ к горизонту. Назначение подкосов состоит в уменьшении расчетного пролета прогона при большом расстоянии между стойками (опорами).

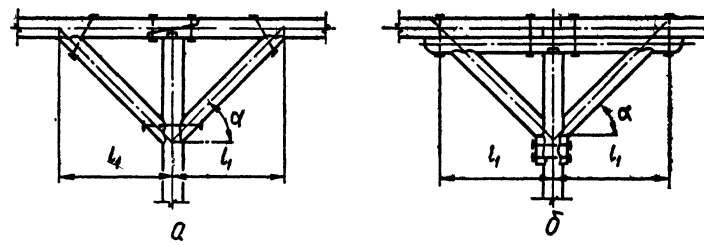


Рис. IX.15. Детали прогонов с подкосами:
а — без подбалки; *б* — с подбалкой.

Стойки с прогоном сопрягаются шипами, нарубленными на концах стоек, и гнездами, выдолбленными в соответствующих местах прогона (рис. IX.15, *а*). Подкосы с прогонами обычно сопрягаются лобовой

врубкой — одинарным или двойным зубом, в зависимости от величины действующих усилий, и стягиваются болтами или скобами. При больших нагрузках для уменьшения ослабления сечения прогона в местах сопряжения подкосов укладывают подбалку (рис. IX.15, *б*). Последняя, кроме того, улучшает условия размещения стыков прогона и воспринимает горизонтально составляющее усилие подкоса, которое при отсутствии подбалки стремится сдвинуть влево крайний пролет прогона (см. рис.IX.14, *а*). При отсутствии подбалки стык прогона должен быть перекрыт накладками.

Подкосы со стойкой также сопрягаются лобовой врубкой и стягиваются болтами или скобами. Глубина врубки принимается по расчету, но не более $\frac{1}{4}h$ при прямоугольном сечении и не более $\frac{1}{4}d$ при круглом сечении. Когда нагрузки велики и для передачи усилия подкоса непосредственно стойке требуется глубокая врубка, сильно ослабляющая сечение стойки, сопряжение производится с помощью коротышей, прирубленных к стойке двумя зубьями и стянутых болтами (рис. IX.15, *б*). В этом случае вертикальная составляющая усилия подкоса передается стойке вдоль волокон, вследствие чего уменьшается глубина врубки и ослабление сечения стойки. Горизонтальные составляющие усилия подкосов, примыкающих к стойке, взаимно уравновешиваются, производя смятие стоек поперек волокон. Таким образом, стойки при симметричной нагрузке работают на центральное сжатие.

Когда прогон из одного бруса или бревна не может обеспечить прочность, его сечение принимается из двух, трех и более брусьев или бревен. По способу их продольного сплачивания прогоны бывают:

простые, состоящие из одного, двух и более рядом уложенных брусьев или бревен (рис. IX.16, *а*);

сложные, состоящие из двух и более брусьев (бревен), сложенных по вертикали, но не соединенных шпонками (рис. IX.16, *б*). Момент сопротивления простого и сложного прогонов равен сумме моментов сопротивления отдельных брусьев (бревен), входящих в состав сечения;

составные, состоящие из двух и более брусьев (бревен), сложенных по вертикали и сплоченных в продольном направлении шпонками или нагелями (см. рис. IX.16, *в*) и работающие как одно целое поперечное сечение.

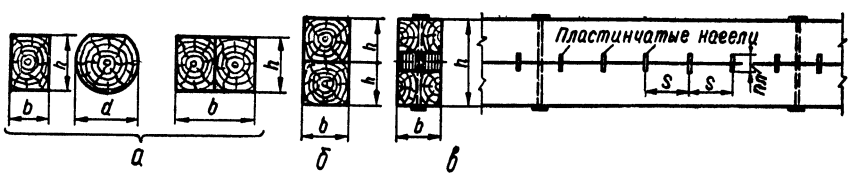


Рис. IX.16 Сечение прогонов:
а — простое, *б* — сложное, *в* — составное.

Продольное сплачивание (соединение) брусьев или бревен составных балок-прогонов производится поперечными шпонками (рис. IX.17, *а*) или пластинчатыми нагелями (рис. IX.18).

Деревянные призматические шпонки для сплачивания прогонов — конструкций постоянного назначения — нормами не рекомендуются, так как для совместной работы сплачиваемых элементов необходима плотная пригонка шпонок к гнездам по всей длине прогона.

Поперечные шпонки осуществляются из двух клиньев (рис. IX.17, *а*), которые при изгибе прогона работают на смятие и скалывание вдоль волокон. Начальное уплотнение шпонок в гнездах достигается путем подбивки клиньев.

Продольные шонки устраиваются наклонными и прямоугольными (см. рис. IX.17,*б*). Это увеличивает длину плоскости скалывания в

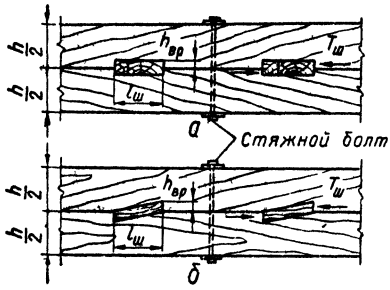


Рис. IX 17. Детали шпонок
а — поперечных, *б* — продольных

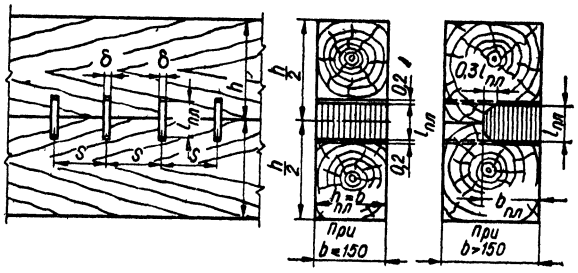


Рис. IX.18. Деталь сплачивания брусьев на пластинчатых нагелях.

брусьях, прижимает скалывающую часть к брусу и несколько улучшает сопротивление шпонки скалыванию. Продольные шпонки работают на смятие и скалывание вдоль волокон.

Шпонки изготовляются из древесины твердых пород — дуба и березы. Они препятствуют сдвигу сплачиваемых элементов при изгибе прогона и воспринимают сдвигающие усилия. Смятию и скалыванию подвергается также древесина прогона между шпонками на глубину врезки $h_{вр}$.

Согласно нормам глубина врезки принимается: в брусьях — не более $^1/_5\,h$ и не менее 2 *см*; в бревнах — не более $^1/_4\,d$ и не менее 3 *см*. Отношение длины шпонки к глубине врезки должно быть не менее 5.

При сплачивании элементов прогона шпонками создается распор, который воспринимается стяжными болтами. Величину распора от одной шпонки определяют по формуле

$$H = \frac{T_ш h_{вр}}{l_ш}, \qquad (IX.5)$$

где $T_ш$ — сдвигающее усилие, приходящееся на одну шпонку, в *кг*;
$h_{вр}$ — глубина врезки шпонки в *см*;
$l_ш$ — длина шпонки в *см*.

Расчетную несущую способность призматической шпонки T определяют по формулам:

из условия смятия древесины

$$T = R_{см\alpha} F_{см}; \qquad (IX.6)$$

из условия скалывания древесины

$$T = R_{ск}^{ср} F_{ск}, \qquad (IX.7)$$

где $F_{см}$ — расчетная площадь смятия в *см*^{2};
$F_{ск}$ — расчетная площадь скалывания в *см*^{2};
$R_{см\alpha}$ — расчетное сопротивление древесины смятию под углом к направлению волокон в *кг/см*^{2};
$R_{ск}^{ср}$ — расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию.

Величина $R_{ск}^{ср}$ в зависимости от длины площадки скалывания $l_{ск}$ и высоты элемента h принимается следующей:

$\frac{l_{ск}}{h}$	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2
$R_{ск}^{ср}$ в *кг/см²* . . .	13,3	12,6	12,0	11,5	10,9	10,4	10,0	9,6	9,0

Сплачивание элементов составных прогонов рекомендуется производить деревянными пластинчатыми нагелями системы Деревягина (рис. IX.18). Пластинки работают на смятие поперек волокон и изготовляются из твердых пород — дуба и березы. Березовые пластинки обязательно антисептируют. Прогонам системы Деревягина придается строительный подъем $f = {}^1/_{200}\, l$.

Расчетный момент сопротивления сечения изгибаемых составных элементов на податливых соединениях принимают равным моменту сопротивления сечения нетто $W_{нт}$, умноженному на коэффициент k_W. Значения k_W для элементов, составленных из одинаковых слоев, приведены в табл. IX.3.

Таблица IX.3

Коэффициенты k_W и $k_ж$ для расчета изгибаемых составных элементов из одинаковых слоев на податливых соединениях

Вид соединения	Обозначение коэффициентов	Число слоев в элементе	Значения k_W и $k_ж$ при величине пролета в *м*			
			2	4	6	9 и более
Нагели	k_W	2	0,7	0,85	0,9	0,9
		3	0,6	0,8	0,85	0,9
		10	0,4	0,7	0,8	0,85
	$k_ж$	2	0,45	0,65	0,75	0,8
		3	0,25	0,5	0,6	0,7
		10	0,07	0,2	0,3	0,4
Шпонки (включая колодки)	k_W	2	0,55	0,75	0,85	0,9
		3	0,4	0,7	0,8	0,85
	$k_ж$	2	0,3	0,5	0,65	0,75
		3	0,15	0,35	0,5	0,65

Примечание. Для промежуточных значений пролета и числа слоев коэффициенты k_W и $k_ж$ определяют по интерполяции.

Расчет изгибаемых составных элементов на прогиб производят по моменту инерции поперечного сечения брутто с умножением его на коэффициент $k_ж$ по табл. IX.3, учитывающий податливость соединений в швах.

Для облегчения расчета составных сечений приведена табл. IX.4.

Количество пластинок на 1 *м* прогона из двух брусьев определяют по формуле

$$n_{пл} = 1{,}5\,\frac{MS_{бр}}{I_{бр}T_{пл}} \cdot \frac{2}{l} = \frac{4{,}5M}{lhT_{пл}}, \qquad (IX.8)$$

где M — расчетный изгибающий момент;

l — пролет однопролетной балки (при балке с консолями или многопролетной балке l равно расстоянию между нулевыми точками эпюры моментов);

h — высота поперечного сечения прогона;

$T_{пл}$ — расчетная несущая способность в *кг* дубового пластинчатого нагеля.

Таблица IX4

Расчетный момент сопротивления $W_{расч}$ составного сечения из двух брусьев с учетом $k_W = 0{,}9$

h в *см*	Ширина b в *см*							
	15	16	17	18	19	20	21	22
24	1297	1384	1470	1557	1643	1730	1816	1903
26	1521	1623	1724	1826	1927	2029	2130	2231
28	1764	1882	2000	2117	2235	2353	2470	2588
30	2025	2160	2295	2430	2565	2700	2835	2970
32	2303	2456	2610	2764	2917	3017	3224	3378
34	2601	2775	2948	3122	3295	3468	3642	3815
36	2916	3110	3305	3499	3693	3889	4082	4277
38	3249	3466	3683	3899	4116	4333	4549	4766
40	3600	3840	4080	4320	4560	4800	5041	5281
42	3969	4234	4498	4763	5027	5292	5557	5821
44	4414	4709	5003	5297	5592	5886	6180	6475

В балках из сосны и ели, защищенных от увлажнения и нагрева, $T_{пл}$ определяют по формуле

$$T_{пл} = 14 l_{пл} b_{пл}, \qquad (IX.9)$$

где $l_{пл}$ и $b_{пл}$ — длина и ширина пластинчатого нагеля в *см*.

Пластинки размещаются на равном друг от друга расстоянии $s = 9\delta$, кроме средней части балки (участок длиной 1 *м*, где пластинки не ставятся), и устанавливаются волокнами перпендикулярно к плоскости сплачивания (см. рис. IX.18). Размеры пластинок принимаются: толщина $\delta_{пл}$ равна 12 или 16 *мм*; соответственно длина $l_{пл}$ — 54 или 72 *мм*; ширина $b_{пл}$ равна ширине балки b (при $b < 15$ *см*) и $b_{пл} = 0{,}5\,b + 0{,}3\,l_{пл}$ (при $b > 15$ *см*). Высота гнезда принимается на 2 *мм* больше длины пластинки.

Пример 4. Рассчитать однопролетную составную деревянную балку пролетом $l = 4{,}2$ *м* при расчетной нагрузке $q = 2{,}2$ *т* на 1 *м*; древесина — сосна естественной влажности, защищенная от увлажнения и нагрева

Величина изгибающего момента

$$M = 0{,}125 \cdot ql^2 = 0{,}125 \cdot 2{,}2 \cdot 4{,}20^2 = 4850 \text{ кгм}.$$

Необходимый момент сопротивления по формуле (IX 3)

$$W_{расч} = \frac{M}{R_и} = \frac{485\,000}{150} = 3250 \text{ см}^3.$$

Сечение прогона может быть подобрано из следующих элементов: из двух бревен диаметром 26 *см*, стесанных на два канта (см табл. IX.14),

$$W_{расч} = 2 \cdot 1670 = 3340 \text{ см}^3;$$

из двух брусьев сечением $b \times h = 17 \times 24$ *см*, уложенных рядом или по вертикали, но не соединенных шпонками (см табл IX 15),

$$W_{расч} = 2 \cdot 1632 = 3264 \text{ см}^3;$$

из двух брусьев сечением 17×18 *см*, уложенных по вертикали и сплоченных пластинчатыми нагелями Деревягина (см табл. IX.4) $W_{расч} = 3305$ *см*^{3}.

Размеры пластинок $\delta_{пл} = 1{,}6$ *см*; $l_{пл} = 7{,}2$ *см*; $b_{пл} = 17$ *см*

Количество пластинок на 1 *м* балки по формуле (IX 8)

$$n = \frac{4{,}5M}{lhT_{пл}} = \frac{4{,}5 \cdot 485\,000}{4{,}2 \cdot 36 \cdot 14 \cdot 7{,}2 \cdot 18} = 7{,}9.$$

Расстояние между пластинками

$$s = 100 : 7{,}9 = 12{,}6 \text{ см} < 9\delta = 9 \cdot 1{,}6 = 14{,}4 \text{ см}.$$

Для обеспечения прочности на скалывание древесины брусьев между пластинчатыми нагелями увеличиваем ширину брусьев до 18 *см*.

Подкосы работают на сжатие. Расчетные усилия в подкосах определяют путем разложения реакции P на горизонтальную составляющую H и составляющую по направлению подкоса (рис. IX.19). Величины усилий определяют по формулам:

$$S = \frac{P}{\sin \alpha}; \qquad \text{(IX.10)}$$

$$H = S \cos \alpha. \qquad \text{(IX.11)}$$

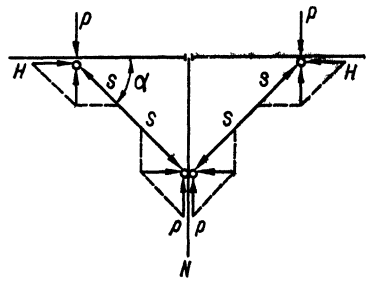


Рис. IX.19. Расчетная схема подкосов и стоек.

Подкосы и стойки, как правило, подбирают из условий работы врубок на смятие и скалывание в местах примыкания подкосов к прогону и стойке. Расчет врубок производится аналогично расчету лобовых врубок, приведенному при рассмотрении треугольных ферм. Стойка не должна быть ослаблена врубками более чем на 50% от полного сечения.

СТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ

При пролетах помещений более 6,5—7,0 *м* сечения и длины деревянных балок перекрытий становятся чрезмерно большими и не соответствуют стандартам. Заготовка таких балок производится по особому заказу из бревен больших диаметров и длины, вследствие чего они применяются редко. Междуэтажные перекрытия в этих случаях обычно перекрываются железобетонными сборными панелями, а чердачное перекрытие — стропильными фермами с подвесным потолком. Фермы в плане размещаются на расстоянии 3—5 *м* одна от другой и по возможности с таким расчетом, чтобы оси ферм совпадали с осями простенков или столбов.

Фермы передают нагрузку от веса крыши и подвесного потолка на стены здания. В узлах верхнего пояса ферм укладываются прогоны*, служащие промежуточными опорами для стропил, а к узлам нижнего пояса подвешивают прогоны, выполняющие функции промежуточных опор для балок чердачного перекрытия (рис. IX.20).

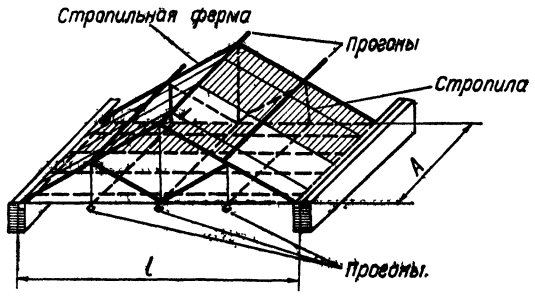


Рис. IX.20. Стропильная ферма с прогонами.

Для обеспечения устойчивости ферм при действии на крышу давления ветра верхние пояса каждых двух смежных ферм соединяют треугольной решеткой.

По роду материала стропильные фермы бывают деревянными, металлическими и железобетонными.

По типу различают фермы с многоугольным верхним поясом — полигональные (рис. IX.21, *а*), с кривым верхним поясом — сегментные (рис. IX. 21, *б*) и с параллельными поясами (рис. IX.21,*в*). В гражданском строительстве наиболее распространены треугольные фермы (рис. IX.22) и т. д.

* Прогоны иногда укладываются и не в узлах фермы, что должно быть учтено при расчете.

Встречаются также металло-деревянные фермы, в которых нижний пояс и растянутые элементы решетки выполняются из металла, а сжатые и изогнутые — из дерева.

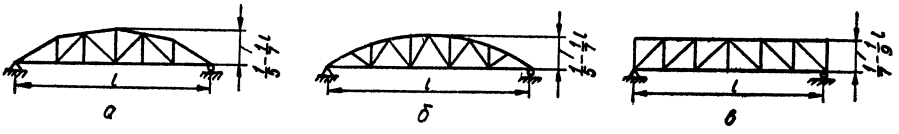


Рис. IX 21. Типы стропильных ферм:
а — полигональные, *б* — сегментные; *в* — с параллельными поясами.

При выборе типа фермы руководствуются пролетами перекрываемых помещений, назначением помещения, нагрузками, приходящимися на фермы, архитектурными соображениями, а также противопожарными требованиями.

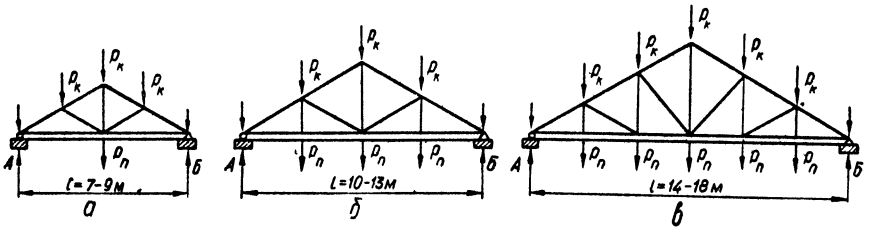


Рис. IX.22. Треугольные фермы:
а — полигональные; *б* — сегментные; *в* — с параллельными поясами.

В гражданском строительстве помещения с пролетами до 15—18 *м* при двухскатной крыше иногда перекрывают деревянными треугольными фермами. Так как опорных стоек нет, кладка наружных стен выводится на 6—8 рядов выше чердачного перекрытия, т. е. на высоту, достаточную для осмотра опорных узлов ферм и стропильных ног при эксплуатации здания.

Металлические и железобетонные фермы больше отвечают капитальности здания, его огнестойкости и долговечности.

ТРЕУГОЛЬНЫЕ ФЕРМЫ

Конструкция ферм

В помещениях пролетом 6—7 *м* балки чердачного перекрытия укладываются на стены, а для поддержания крыши применяются треугольные фермы с затяжкой, расположенной на уровне опорных узлов (рис. IX.23, *а*), или с затяжкой, приподнятой для более удобного пользования чердачным помещением на высоту 1,5—1,8 *м* от верха балок перекрытия (рис. IX.23, *б*). Фермы такого типа в плане размещаются на расстоянии 1,3—1,8 *м*, при котором кровельный настил может быть уложен непосредственно по верхнему поясу фермы. В этом случае верхний пояс работает одновременно на сжатие (под действием продольной S) и как однопролетная балка на изгиб под влиянием равномерно распределенной расчетной нагрузки q *кг/м*.

Величины продольных усилий в затяжке и в верхнем поясе определяются по формулам *:

* Величины H и S могут быть также определены графически путем разложения опорной реакции по направлениям поясов.

$$H = \frac{M_0}{h} = \frac{ql^2}{8h}; \qquad (IX.12)$$

$$S = \frac{H}{\cos\alpha}. \qquad (IX.13)$$

Как видно из формулы (IX 12), усилие в затяжке H по мере поднятия последней от уровня пят к середине верхнего пояса увеличи-

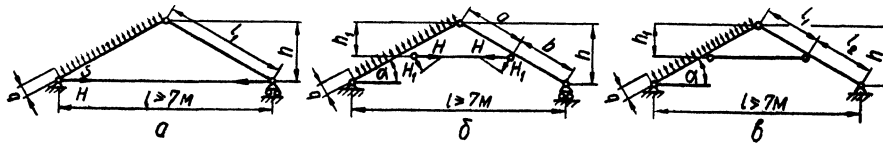


Рис IX 23 Схемы стропил
а — с затяжкой у пят, *б* — с приподнятой затяжкой, *в* — с распоркой

вается вследствие уменьшения h. Кроме того, в верхнем поясе возникает дополнительный изгибающий момент от усилия приподнятой затяжки, приложенной в пролете,

$$M_{H_1} = \frac{H_1 ab}{a+b}. \qquad (IX.14)$$

Поэтому фермы с приподнятой затяжкой, если последняя воспринимает распор (в зданиях с кирпичными стенами нормальной толщины), находятся в худших условиях, чем фермы с затяжкой, расположенной у пят.

Однако фермы с приподнятой затяжкой могут быть с успехом применены, если стены здания достаточно устойчивы, т. е. надежно связаны с балками чердачного перекрытия и могут воспринять распор от стропил. В этом случае приподнятая затяжка (рис. IX.23, *в*) под действием вертикальной нагрузки работает на сжатие как распорка, создавая среднюю опору для верхнего пояса, работающего как двухпролетная балка с пролетами l_1 и l_2.

В помещениях с пролетом 7—9 *м* (см. рис. IX.22, *а*) применяются треугольные фермы с нисходящими раскосами и с одной подвеской, при пролете 10—12 *м* (см. рис. IX.22, *б*) — с тремя подвесками, при пролете 13—18 *м* (рис. IX.22, *в*) — с пятью подвесками. Нагрузка от веса крыши и снега передается ферме с помощью прогонов, уложенных в узлах верхнего пояса, а нагрузка от веса чердачного перекрытия (при наличии такового) передается ферме с помощью прогонов, подвешенных к узлам нижнего пояса.

Часто при отсутствии чердачного перекрытия фермы в плане размещаются на расстоянии 1,3—1,8 *м*, при котором возможна укладка кровельного настила непосредственно по фермам. В этом случае верхний пояс фермы проверяется на внецентренное сжатие от продольного усилия N, возникающего в поясе как элементе стержневой системы, и момента M, возникающего под влиянием нагрузки, приложенной в панелях непосредственно к верхнему поясу фермы.

Треугольная ферма с нисходящими раскосами является балочной (безраспорной) системой, обладающей тем свойством, что независимо от места приложения внешней нагрузки раскосы всегда сжаты, а стойки растянуты (за исключением случая односторонней нагрузки, когда усилия в решетке ненагруженной половины фермы равны нулю).

Это обстоятельство дает возможность при круглом и прямоугольном сечении элементов выполнять сопряжение раскосов с поясами ферм

лобовой врубкой, простой в производстве и в то же время надежной в работе.

Высота треугольной фермы принимается равной $\frac{1}{3}l - \frac{1}{5}l$. Более пологий уклон фермы не рекомендуется, так как усилия в поясах с уменьшением угла наклона верхнего пояса быстро возрастают и усложняют конструкцию опорного узла. Нижнему поясу фермы придается строительный подъем $f = \frac{1}{150} \div \frac{1}{200} l$, осуществляемый изломом пояса в месте расположения стыка. Стыки нижнего пояса перекрываются накладками на шпонках или нагелях, воспринимающих растягивающее усилие пояса. Стыки нижнего пояса являются ответственными местами в ферме, что должно быть учтено при проектировании и производстве работ. Стыки верхнего пояса осуществляются в упор, где все усилие сжатия воспринимается торцами. Однако из конструктивных соображений во избежание поперечных смещений концов стыка последний перекрывается накладками из досок.

Треугольные деревянные фермы изготовляются из круглого (бревен) или прямоугольного (брусьев , досок) леса, за исключением растянутых стоек, для которых из конструктивных соображений обычно применяется круглое железо. Лес для ферм должен быть воздушно-сухим, здоровым, без косослоя и с минимальным количеством сучьев. Последнее требование особенно относится к древесине нижнего пояса.

Расчет ферм

Расчет ферм сводится к определению усилий, подбору сечений и расчету сопряжений — соединений элементов в узлах.

Определение усилий в элементах стропильных ферм ведется по правилам строительной механики. В элементах треугольной фермы под влиянием нагрузки, приложенной в узлах, возникают продольные усилия растяжения в нижнем поясе и стойках и сжатия в верхнем поясе и раскосах. Величины усилий определяются аналитически — из условия равновесия внешних сил, приложенных в узле, и внутренних усилий элементов, сходящихся в рассматриваемом узле, или графически — путем построения диаграммы усилий Максвелла — Кремоны. Следует отметить, что усилия в элементах фермы с одной подвеской (стойкой) и с тремя подвесками проще определить аналитически по формулам, приведенным в табл. IX.5, а усилия в элементах ферм с пятью подвесками легче определить по диаграмме. Пример построения диаграмм усилий от вертикальной нагрузки и давления ветра приведен на рис. IX.24.

Диаграмма от вертикальных нагрузок построена при расположении сил: $P_к'$ — веса крыши со снегом в узлах верхнего пояса, $P_п$ — веса подвесного потолка в узлах нижнего пояса с учетом коэффициентов перегрузки.

Подбор сечений центрально растянутых элементов фермы производится по формуле

$$N < R_р F_{нт}, \qquad (IX.15)$$

где N — расчетное продольное усилие;

$R_р$ — расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон (табл. IX.6);

$F_{нт}$ — площадь рассматриваемого поперечного сечения нетто; при определении $F_{нт}$ ослабления, расположенные на участке длиной 20 *см*, принимаются совмещенными в одном сечении.

Таблица IX.5

Величины усилий в элементах ферм

Обозначение элемента	Расчетная схема ферм		
A	$\frac{P_1+P_2}{2}$	$\frac{3P_1+P_2}{2}$	$\frac{3(P_1+P_2)}{2}$
O_1	$-\frac{P_1+P_2}{2\sin\alpha}$	$-\frac{3P_1+P_2}{2\sin\alpha}$	$-\frac{3(P_1+P_2)}{2\sin\alpha}$
$U_1=U_2$	$\frac{P_1+P_2}{2\,\mathrm{tg}\,\alpha}$	$\frac{3P_1+P_2}{2\,\mathrm{tg}\,\alpha}$	$\frac{3(P_1+P_2)}{2\,\mathrm{tg}\,\alpha}$
V_1	P_2	—	P_2
V	—	P_1+P_2	P_1+2P_2
D	—	$-\frac{P_1}{2\sin\alpha}$	$-\frac{P_1+P_2}{2\sin\alpha}$
O_2	—	$-\frac{2P_1+P_2}{2\sin\alpha}$	$-\frac{P_1+P_2}{2\sin\alpha}$

Подбор сечений центрально сжатых элементов при расчете на прочность производится по формуле

$$N \leqslant R_c F_{нт}; \qquad (IX.16)$$

при расчете на устойчивость — по формуле

$$N \leqslant \varphi R_c F_{расч}, \qquad (IX.17)$$

где R_c — расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон (табл. IX.6);

φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по графику (рис. IX.25) в зависимости от гибкости λ *;

$F_{расч}=F_{бр}$ — при отсутствии ослабления (при несимметричном ослаблении, выходящем на ребро, элемент рассчитывается на внецентренное сжатие).

---

* Коэффициент продольного изгиба может быть вычислен по формулам:
при гибкости $\lambda \geqslant 75$

$$\varphi = 1 - 0{,}8\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2;$$

при гибкости $\lambda > 75$

$$\varphi = \frac{3100}{\lambda^2},$$

где $\lambda = \frac{l_0}{r}$; $r = \sqrt{\frac{I_{бр}}{E_{бр}}}$; l_0 — расчетная длина элемента фермы равная действительной длине.

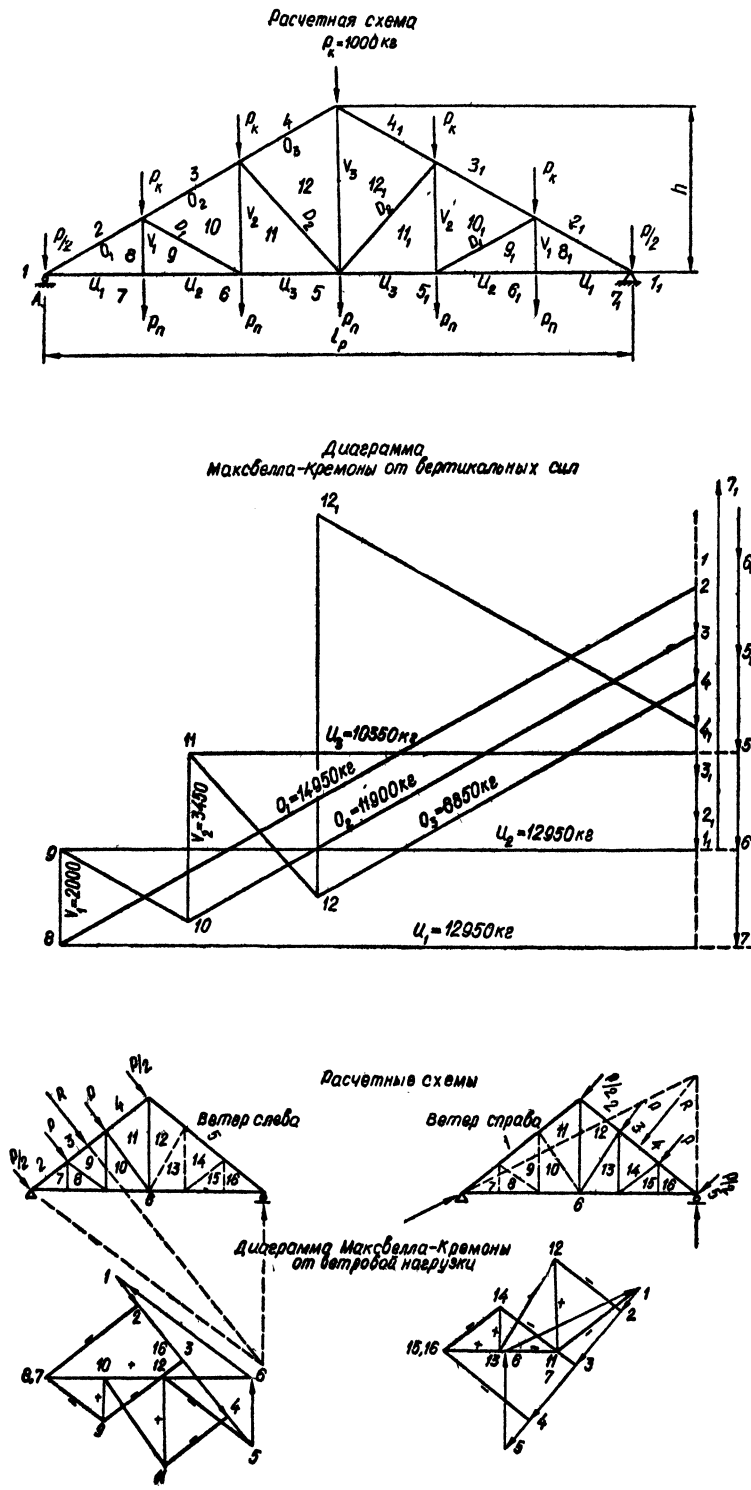


Рис. IX.24. Построение диаграмм усилий от вертикальной и ветровой нагрузок.

Подбор сечений внецентренно растянутых элементов производится по формуле

$$\frac{N}{F_{нт}} + \frac{MR_р}{W_{расч} \cdot R_и} \leqslant R_р. \qquad (IX.18)$$

Нормы и технические условия рекомендуют по возможности предотвращать возникновение изгибающих моментов в ослабленных сечениях растянутых элементов путем центрирования растягивающего усилия по ослабленному сечению. При соблюдении этого условия элементы рассчитываются на центральное растяжение.

Подбор сечений внецентренно сжатых элементов производится по формуле

$$\frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{\xi W_{нт}} \leqslant R. \qquad (IX.19)$$

Здесь ξ — коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы N при деформации элемента и определяемый по формуле

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3100 R_c F_{бр}}. \qquad (IX.20)$$

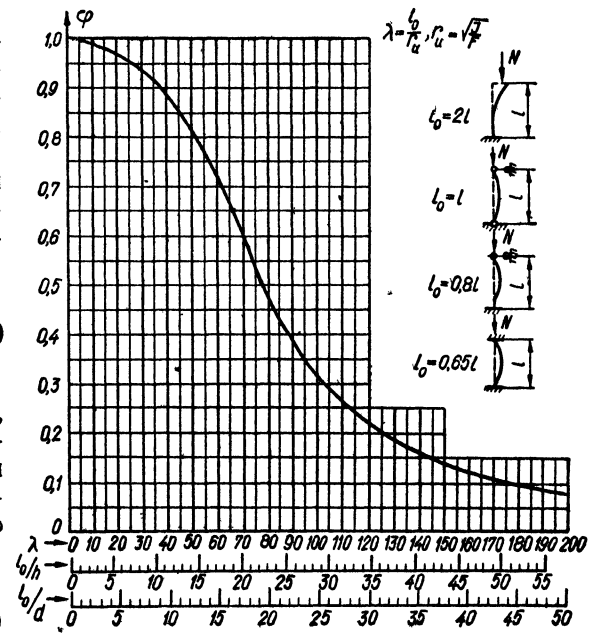


Рис. IX.25. График коэффициентов продольного изгиба.

Следует отметить, что размеры поперечных сечений элементов фермы, найденные из условия прочности сопряжений в узлах, как правило, удовлетворяют также требованиям прочности при воздействии осевых усилий.

Расчетное сопротивление древесины смятию под углом α вследствие анизотропной структуры древесины занимает промежуточное положение между $R_{см}$ вдоль волокон и $R_{см90}$ поперек волокон (рис. IX.26) и определяется по формуле

$$R_{см\,\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см90}} - 1\right) \sin^3 \alpha}. \qquad (IX.21)$$

Расчетное сопротивление древесины скалыванию под углом α к направлению волокон определяют по формуле

$$R_{ск\,\alpha} = \frac{R_{ск}}{1 + \left(\frac{R_{ск}}{R_{ск\,90}} - 1\right) \sin^3 \alpha}. \qquad (IX.22)$$

Расчетное сопротивление древесины смятию и скалыванию под углом α может быть найдено также по графику (рис. IX.27).

Таблица IX.6

Расчетные сопротивления R древесины сосны и ели в *кг/см²*

Вид напряженного состояния и характеристика элементов	Условное обозначение	Расчетное сопротивление
Изгиб:		
элементы сплошного прямоугольного сечения с размерами сторон 14 *см* и более при высоте сечения до 50 *см*	$R_и$	150
бревна, не имеющие врезок в расчетном сечении	$R_и$	160
элементы с высотой сечения до 50 *см*, за исключением уже упомянутых	$R_и$	130
Растяжение вдоль волокон:		
элементы, не имеющие ослабления в расчетном сечении	$R_р$	100
элементы, имеющие ослабление в расчетном сечении	$R_р$	80
Сжатие и смятие вдоль волокон	$R_с$; $R_{см}$	130
Сжатие и смятие по всей поверхности поперек волокон	$R_{с90}$; $R_{см90}$	18
Смятие местное поперек волокон:		
в опорных плоскостях конструкций	$R_{см90}$	24
в лобовых врубках и шпонках	$R_{см90}$	30
под шайбами при углах смятия от 90° до 60°	$R_{см90}$	40
Скалывание вдоль волокон при изгибе и в соединениях (для максимального напряжения)	$R_{сл}$	24
Скалывание поперек волокон (для максимального напряжения)	$R_{ск90}$	12

Примечания: 1. Расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию в соединениях $R_{ск}^{ср}$ разрешается принимать:

сосны и ели в лобовых врубках и элементах составных балок на шпонках при учете длины скалывания на балке двух толщин брутто элемента и 10 глубин врезки — $R_{ск}^{ср} = 12$ *кг/см²*;

дуба в продольных шпонках с отношением длины к высоте, равным 2,5, — $R_{ск}^{ср} = 20$ *кг/см²*; в поперечных шпонках с тем же соотношением размеров $R_{ск90}^{ср} = 10$ *кг/см²*.

2. Расчетное сопротивление изгибу бревен, имеющих врезки в расчетном сечении, принимается как для элементов прямоугольного описанного сечения соответствующих размеров в месте ослабления.

Расчетные сопротивления древесины других пород равны произведению величины R для сосны и ели (табл. IX.6) на коэффициенты, приведенные в табл. IX.7.

Расчетные сопротивления древесины для конструкций, находящихся в условиях повышенной влажности или повышенной температуры или проверяемых на воздействие только постоянной нагрузки, а также модули упругости древесины определяют как произведение величин, приведенных в табл. IX.6, на коэффициенты снижения.

Модуль упругости древесины вдоль волокон, защищенной от увлажнения и нагрева, независимо от породы древесины принимается $E = 100000$ *кг/см²*.

Величины коэффициентов снижения расчетных сопротивлений, а также модуля упругости древесины конструкций, находящихся в условиях повышенной влажности или повышенной температуры или проверяемых на воздействие только постоянной нагрузки, принимаются:

При кратковременном увлажнении древесины с последующим ее высыханием 0,85
При длительном увлажнении древесины 0,75
При воздействии только постоянной нагрузки . . . 0,8

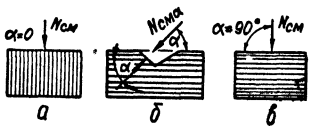


Рис. IX.26. Смятие древесины:
а — параллельно волокнам, *б* — под углом α, *в* — перпендикулярно волокнам.

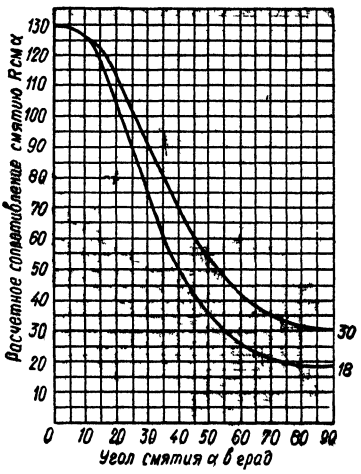


Рис IX 27. Расчетное сопротивление древесины сосны и ели смятию под углом к волокнам

Таблица IX.7

Коэффициенты перехода к расчетным сопротивлениям древесины разных пород по отношению к древесине сосны и ели

Порода древесины	Коэффициент перехода для сопротивления		
	растяжению, изгибу сжатию и смятию вдоль волокон	сжатию и смятию поперек волокон	скалыванию
Хвойные			
Лиственница	1,2	1,2	1,0
Кедр сибирский . . .	0,9	0,9	0,9
Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные			
Дуб	1,3	2,0	1,3
Ясень, клен, граб . . .	1,3	2,0	1,6
Акация	1,5	2,2	1,8
Береза, бук	1,1	1,6	1,3
Вяз, ильм	1,0	1,6	1,0
Мягкие лиственные			
Ольха, липа	0,8	1,3	1,1
Осина, тополь	0,8	1,0	0,8

Сопряжение элементов ферм

Сопряжение элементов фермы в узлах принято рассматривать шарнирным — допускающим вращение элементов вокруг точки пересечения их осей, но не допускающим взаимного смещения концов. Оси элементов, сходящихся в узле, как правило, центрируются. В узлах, где элементы не центрированы, пояс фермы испытывает дополнительно изгиб от момента, который должен быть учтен при расчете.

Сопряжение сходящихся в узле элементов фермы при сжатии обычно выполняется на лобовых врубках с одним зубом (рис. IX.28), с двумя зубьями (рис. IX.29) или на лобовой врубке в упор (рис. IX.30); при растяжении — на нагелях, шпонках (стык растянутого пояса).

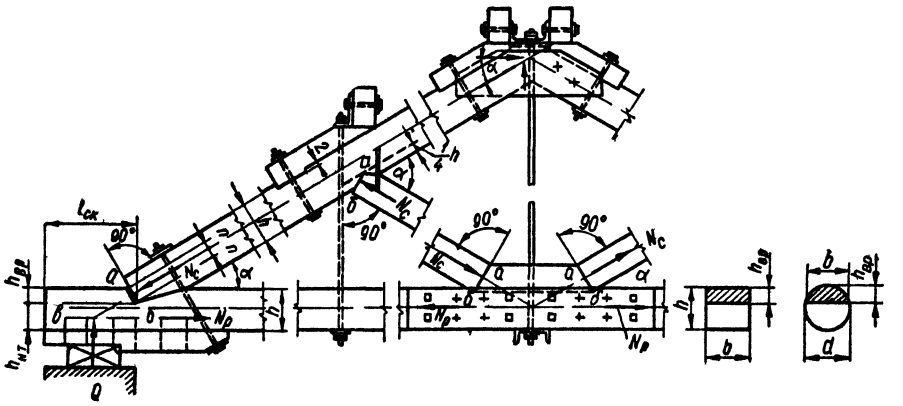


Рис. IX.28. Схема фермы, опорный узел которой решен на лобовой врубке с одним зубом.

Лобовая врубка (рис. IX.28) передает усилие примыкающего (сжатого) элемента, соседнему, ослабленному врубкой элементу, посредством площадки *аб*, работающей на смятие, и площадки *бв*, работающей на скалывание. Рабочая площадка *аб* рассчитывается на расчетное усилие сжатия N_c, перпендикулярное к площадке. Рабочая площадка *бв* проверяется по расчетному усилию N_p, параллельному площадке скалывания.

Лобовая врубка, как правило, устраивается ортогональной — под углом 90° к примыкающему элементу. В ортогональной врубке сила N_c совпадает с направлением волокон примыкающего (сжатого) элемента и составляет с направлением волокон ослабленного элемента угол α, равный углу между осями сопрягаемых элементов.

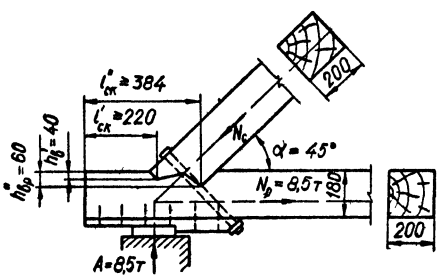


Рис. IX.29. Деталь лобовой врубки с двумя зубьями.

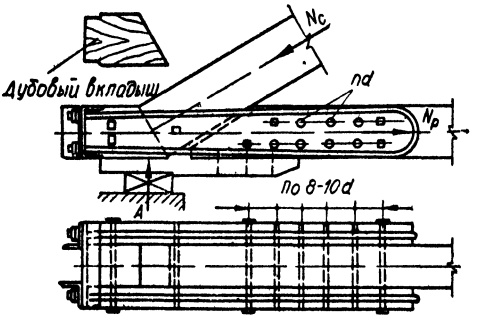


Рис. IX.30 Деталь лобовой врубки в упор.

В ортогональной врубке, в отличие от биссектрисной *, расчетным является смятие волокон ослабленного элемента, сопротивляемость

* В биссектрисной врубке рабочая площадка *аб* направлена перпендикулярно к биссектрисе угла α. Вследствие этого сила N_c составляет с направлением волокон обоих элементов угол $\alpha_1 = \frac{\alpha}{2}$, при котором сопротивляемость древесины смятию по площадке *аб* обоих элементов одинакова.

которых меньше сопротивляемости волокон примыкающего элемента, но ортогональная врубка создает силу, прижимающую площадку *бв*, чем улучшает работу узла на скалывание.

Лобовая врубка с одним зубом применяется при относительно небольших усилиях сжатия, когда брусья или бревна ходких размеров могут обеспечить прочность врубки на смятие и скалывание.

Расчет врубки сводится к определению величины T — расчетной несущей способности соединения, определяемой по следующим трем предельным состояниям:

1) из условия смятия древесины на площадке *аб* — по формуле (IX.6);

2) из условия скалывания древесины по площадке *бв* — по формуле (IX.7);

3) из условия разрыва древесины нижнего пояса, ослабленного врубками при внецентренном растяжении — по формуле (IX.18).

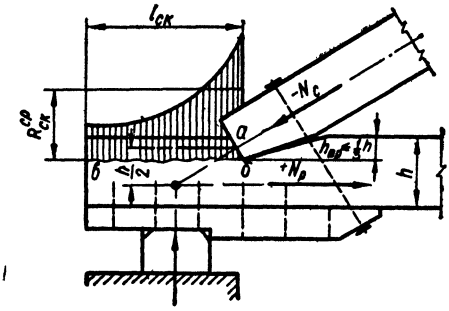


Рис. IX.31. Эпюра скалывающих напряжений по площадке *бв* и $R^{ср}_{ск}$.

Последнюю проверку можно не производить при условии центрирования опорного узла — пересечения усилий $N_р$, $N_с$ и реакции опоры A в одной точке, как показано на рис. IX.28.

Величину $R^{ср}_{ск}$ — расчетное (среднее по площадке) сопротивление скалыванию — принимают в зависимости от отношения длины $l_{ск}$ к высоте h (рис. IX.31).

По врубкам с одним зубом должны быть соблюдены следующие условия: в опорных узлах $h_{вр} \leqslant \frac{1}{3} h \left(\frac{1}{3} d\right)$, но не менее 3 *см*; в промежуточных узлах $h_{вр} \leqslant \frac{1}{4} h \left(\frac{1}{4} d\right)$, но не менее 2 *см*; длина площадки скалывания $l_{ск} \geqslant 1{,}5\, h$ и $l_{ск} \leqslant 10\, h_{вр}$.

Подставляя в формулы (IX.6) и (IX.7) $F_{см} = h_{вр}\, b$ и $F_{ск} = l_{ск}\, b$, приводим их к виду, удобному для определения величин $h_{вр}$ и $l_{ск}$:

необходимая глубина врезки

$$h_{вр} = \frac{N_р}{R_{см\,\alpha}\, b}; \qquad \text{(IX.23)}$$

необходимая длина площадки скалывания *

$$l_{ск} = \frac{N_р}{R^{ср}_{ск}\, b}. \qquad \text{(IX.24)}$$

Пример 5. Рассчитать опорный узел треугольной фермы при таких данных: древесина — пихта (поправочный коэффициент, учитывающий породу древесины, по табл. IX.7 $k=0{,}8$); реакция фермы $A=4500$ *кг*; угол наклона верхнего пояса $\alpha=30°$. Расчетное сопротивление древесины смятию при $\alpha=30°$ по графику (рис. IX.27) $R_{см30}=100$ *кг/см²*.

---

* При отношении $\frac{l_{ск}}{h} \approx 2$ среднее расчетное сопротивление скалыванию $R^{ср}_{ск} = 12$ *кг/см²* (для сосны и ели).

Среднее расчетное сопротивление древесины скалыванию при длине площадки скалывания $l_{ск}=2{,}2\ h$ (см. стр. 597) $R_{ск}^{ср}=11{,}5$ *кг/см*². Усилие в растянутом поясе

$$N_р=\frac{A}{\operatorname{tg}\alpha}=\frac{4500}{0{,}577}=7800\ кг.$$

Рассмотрим врубку в двух вариантах — сечение из брусьев и из бревен.

Сечение из брусьев — прямоугольное. Необходимая глубина врубки из условия сопротивления смятию с учетом породы древесины при $b=18$ *см* по формуле (IX.23)

$$h_{вр}=\frac{N_р}{kR_{см\ 30}b}=\frac{7800}{0{,}8\cdot 100\cdot 8}=5{,}5\ см.$$

Принимаем высоту сечения

$$h=3h_{вр}=3{,}0\cdot 5{,}5\approx 18\ см.$$

Необходимая длина площадки скалывания по формуле (IX.24)

$$l_{ск}=\frac{N_р}{kR_{ск}^{ср}b}=\frac{7800}{0{,}8\cdot 11{,}5\cdot 18}=47{,}5\ см>2{,}2h=2{,}2\cdot 18=39{,}6\ см.$$

При принятых размерах несущая способность врубки на скалывание недостаточна. Она меньше усилия, действующего в нижнем поясе. Можно удлинить площадку скалывания до $10\,h_{вр}''$ или увеличить размеры сечения. Увеличиваем размеры сечения пояса и принимаем $b\times h=20\times 20$ *см*. Тогда имеем

$$l_{ск}=\frac{7800}{0{,}8\cdot 11{,}5\cdot 20}=43\ см<2{,}2\cdot 20=44\ см.$$

Деталь узла из брусьев приведена на рис. IX.32, *а*.

При круглом сечении элементов фермы диаметр бревен и глубину врубки определяем с помощью табл. IX.16. Для рассматриваемого примера из формулы (IX.23) находим необходимую площадь смятия

$$F_{см}=bh_{вр}=\frac{N_р}{kR_{см\ \alpha}}=\frac{7800}{0{,}8\cdot 100}=98\ см^2.$$

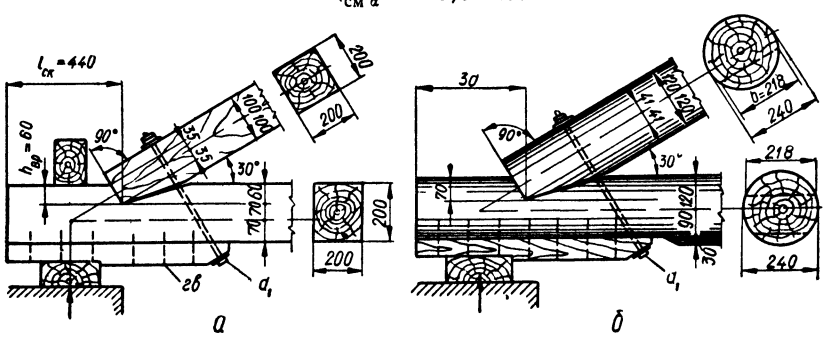


Рис. IX.32. К примеру 5:
а — узел из брусьев; *б* — узел из бревен

Затем по табл IX.16 находим площадь сегмента $F_с=110$ *см*² (ближайшее большее $F_{см}=98$ *см*² найдено по формуле (IX.23) и соответствующие ей диаметр бревна $d=24$ *см*; глубину врубки $h_{вр}=7$ *см*; ширину скалывания $b=21{,}8$ *см*.

Требуемая длина площадки скалывания при $R_{см}^{ср}=12$ *кг/см*²

$$l_{ск}=\frac{N_р}{kR_{ск}^{ср}b}=\frac{7800}{0{,}8\cdot 12\cdot 21{,}8}=37{,}3\ см.$$

Деталь узла из бревен приведена на рис. IX.32, *б*.

Лобовая врубка с двойным зубом применяется при относительно больших усилиях в элементах фермы. При двойном зубе следует обратить внимание на совместную одновременную работу обоих зубьев — на плотную пригонку (соприкасание) площадок смятия обоих зубьев (рис. IX.29).

Соединения на лобовых врубках с двумя зубьями (см. рис. IX.29) допускается применять при угле наклона верхнего пояса не менее 45°.

Кроме того, должны быть соблюдены следующие условия:

глубина врезки второго зуба $h''_{вр}$ должна быть в промежуточных узлах не более $\frac{1}{4}h$, а в остальных случаях не более $\frac{1}{3}h$ и должна превышать глубину врезки первого зуба не менее чем на 2 *см*;

длина площадок должна быть не менее 1,5 h, а учитываемая в расчете длина площадки скалывания не должна превышать десятикратной глубины врезки;

коэффициент условий работы на скалывание в лобовой врубке принимается: для первого от торца зуба $m_{ск}=0{,}8$; для второго $m_{ск}=1{,}15$.

Расчет лобовой врубки с двойным зубом производится так же, как лобовой врубки с одним зубом:

площадь смятия (суммарная) обоих зубьев

$$F_{см}=F'_{см}+F''_{см}=\frac{N_р}{R_{см\,\alpha}}; \qquad (IX.25)$$

глубина врезки второго зуба (при $h''_{вр}=h_{вр}+2$ *см*)

$$h''_{вр}=\frac{F_{см}}{2b}+1 \text{ см}; \qquad (IX.26)$$

полная высота сечения

$$h \geqslant 3h''_{вр}; \qquad (IX.27)$$

длина площадки скалывания на глубине врезки $h'_{вр}$

$$l'_{ск}>\frac{h'_{вр}}{h'_{вр}+h''_{вр}}\cdot\frac{N_р}{R_{ск}b}; \qquad (IX.28)$$

длина площадки скалывания на глубине врезки $h''_{вр}$

$$l''_{ск}\geqslant\frac{N_р}{R_{ск}b}. \qquad (IX.29)$$

Пример 6. Рассчитать опорный узел треугольной фермы при таких данных: реакция опоры $A=8500$ *кг*; древесина — пихта (коэффициент перехода — 0,8); угол наклона верхнего пояса $\alpha=45°$ ($\operatorname{tg}\alpha=1{,}0$).

Определяем усилие в растянутом поясе

$$N_р=\frac{A}{\operatorname{tg}\alpha}=\frac{8500}{1{,}0}=8500 \text{ кг}.$$

Требуемая суммарная площадь смятия по формуле (IX.25)

$$F_{см}=\frac{N_р}{0{,}8R_{см\,\alpha}}=\frac{8500}{0{,}8\cdot 60}=177 \text{ см}^2.$$

Требуемая глубина врезки второго от торца зуба при $b=20$ *см* по формуле (IX.26)

$$h''_{вр}=\frac{F_{см}}{2b}+1=\frac{177}{2\cdot 20}+1\approx 5{,}5 \text{ см}.$$

Принимаем $h''_{вр}=6$ *см*; $h'_{вр}=4$ *см*; $h=3$; $h''_{вр}=3\cdot 6=18$ *см*.

Требуемая длина площадки скалывания на глубине врезки первого зуба по формуле (IX.28)

$$l'_{ск}=\frac{h'_{вр}}{h'_{вр}+h''_{вр}}\cdot\frac{N_р}{0{,}8\cdot 0{,}8R_{ск}b}=\frac{4}{4+6}\cdot\frac{8500}{0{,}8\cdot 0{,}8\cdot 12\cdot 20}=22 \text{ см}.$$

Требуемая длина площадки скалывания на глубине врезки второго от торца зуба по формуле (IX.29)

$$l''_{см}=\frac{N_р}{0{,}8\cdot 1{,}15R_{ск}b}=\frac{8500}{0{,}8\cdot 1{,}15\cdot 12\cdot 20}=38{,}4 \text{ см}>1{,}5h.$$

Конструирование опорного узла с двумя зубьями приведено на рис. IX.29.

В опорных узлах на лобовой врубке элементы соединения должны стягиваться болтами, хомутами или скобами, способствующими взаимному прижатию соединяемых элементов.

Стяжной болт при нормальной работе лобовой врубки не испытывает усилия, а лишь предохраняет элементы узла от боковых сме-

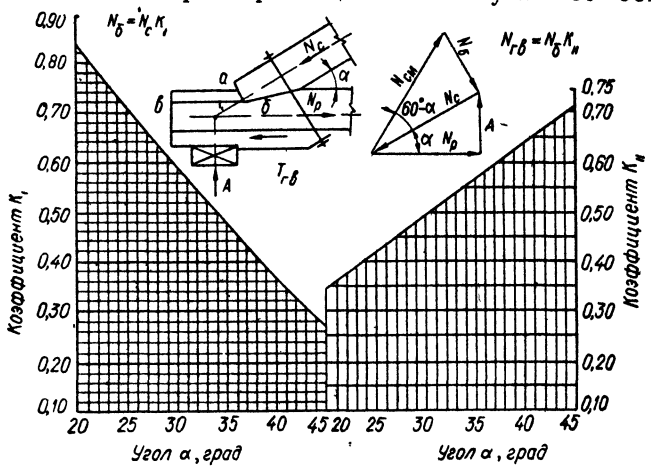


Рис. IX.33. График для определения усилий $N_б$ и $N_{гв}$.

щений. Однако в случае скалывания древесины по площадке *бв* (см. рис. IX.28) и разрушения врубки болт вступает в работу на растяжение и временно предупреждает аварии. При этом подбалка под влиянием горизонтальной составляющей усилия болта стремится сдвинуться влево. Чтобы избежать сдвига подбалки, ее прикрепляют к нижнему поясу гвоздями.

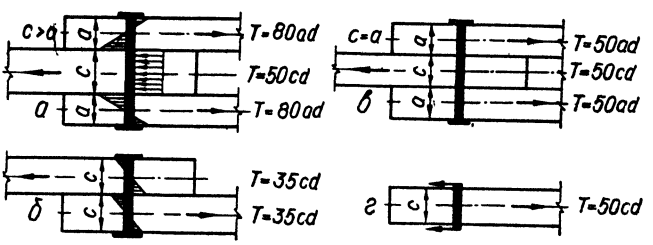


Рис .IX.34. Передача усилий на нагелях:
а, г — симметричная, когда $c>a$; *б* — симметричная, когда $c=a$; *в* — несимметричная.

Усилие $N_б$, растягивающее болт при аварии, и усилие $T_{гв}$, стремящееся срезать гвозди, определяются с учетом силы трения дерева по формулам *:

$$N_б = N_c \operatorname{tg}(60 - \alpha) = N_c K_I ; \qquad (IX.30)$$

$$T_{гв} = N_б \sin\alpha = N_б K_{II} , \qquad (IX.31)$$

где N_c — усилие сжатия верхнего пояса;

K_I и K_{II} — коэффициенты, принимаемые по графику (рис. IX.33) в зависимости от угла α.

* Как показали расследования (Г. Г. Карлсен, В. В. Большаков, М. Е. Каган, Г. В. Свенцицкий. Деревянные конструкции. М., Госстройиздат, 1952), сила смятия $N_{см}$ в момент разрушения врубки вследствие вмятия торца верхнего пояса поперек волокон нижнего пояса отклоняется от своего первоначального положения на угол не более 60° (рис. IX.33). В этом случае усилие болта равно $N_б = N_c \operatorname{tg}(60-\alpha)$.

Нагельные соединения обычно применяются при сопряжении растянутых элементов. Передача усилий происходит посредством смятия древесины нагельного отверстия и изгиба самого нагеля (рис. IX.34).

Нагели обычно изготовляются из металла круглого поперечного сечения (болты, обрезки дымогарных труб, гвозди). Для продольного сплачивания элементов часто применяются деревянные нагели из твердых пород (дуб, береза). Болты вгоняются в древесину в предварительно просверленные отверстия, при этом для совместной работы всех болтов, прикрепляющих элемент, сверление отверстий должно производиться в собранном и плотно обжатом пакете брусьев, досок, сопрягаемых элементов. Рекомендуется применять нагели меньшего диаметра и соответственно в большем количестве. В отличие от болтов гвозди диаметром до 6 *мм* забивают в древесину без предварительного сверления отверстий.

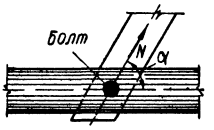


Рис. IX 35. Угол α между направлением силы N и направлением волокон.

Сопряжение на нагелях бывает симметричным с четным числом срезов (рис. IX. 34, *а, б* и *г*) и несимметричным с нечетным числом срезов (рис. IX. 34, *в*).

Расчет нагельного соединения сводится к определению числа срезов нагелей по формуле

$$n = \frac{N}{T_н k_\alpha}, \qquad (IX.32)$$

где n — число срезов нагелей;

N — расчетное усилие, действующее в элементе;

$T_н$ — расчетная несущая способность среза цилиндрического нагеля, зависящая от толщины a и c сопрягаемых элементов и $d_н$ нагеля;

k_α — коэффициент, зависящий от угла α, образуемого направлением усилия с направлением волокон (рис. IX.35).

Таблица IX.8

Расчетная способность цилиндрического нагеля

Соединения	Расчетное усилие	Расчетная несущая способность в *кг* на один срез		
		гвоздя $T_{гв}$	стального цилиндрического нагеля $T_б$	дубового цилиндрического нагеля $T_н$
Симметричные	Смятие в средних элементах	50 *cd*	50 *cd*	30 *cd*
	Смятие в крайних элементах	80 *ad*	80 *ad*	50 *ad*
Несимметричные	Смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений . .	35 *cd*	35 *cd*	20 *cd*
	Смятие в более тонких крайних элементах . .	80 *ad*	80 *ad*	50 *ad*
Симметричные и несимметричные	Изгиб нагеля . . .	250 d^2+a^2, но не более 400 d^2	180 $d^2+2\ a^2$, но не более 250 d^2	45 $d^2+2\ a^2$, но не более 65 d^2

Примечание. Расчетная несущая способность нагеля в рассматриваемом шве из условия смятия принимается равной меньшему из двух значений, полученных для прилегающих к этому шву элементов.

Таблица IX.9

Расчетная несущая способность стального нагеля (в *кг*) на 1 срез при направлении усилия вдоль волокон сосновых и еловых элементов, защищенных от увлажнения и нагрева

Диаметр нагеля в *см*	Расчетное усилие	Толщина элемента в *см*									
		2,5	4	5	6	7	8	10	12	15	18 и более
1,2	T_a	240	291	309	331	357	360	360	360	360	360
	T_c	150	240	300	360	360	360	360	360	360	360
	$T_{н.с}$	105	168	210	252	294	336	360	360	360	360
1,4	T_a	280	385	403	425	451	481	490	490	490	490
	T_c	175	280	350	420	490	490	490	490	490	490
	$T_{н.с}$	122	196	245	294	343	392	490	490	490	490
1,6	T_a	320	493	511	533	559	589	640	640	640	640
	T_c	200	320	400	480	560	640	640	640	640	640
	$T_{н.с}$	140	224	280	336	392	448	560	640	640	640
1,8	T_a	360	576	633	655	681	711	783	810	810	810
	T_c	225	360	450	540	630	720	810	810	810	810
	$T_{н.с}$	157	252	315	378	441	504	630	756	810	810
2,0	T_a	400	640	770	792	818	848	900	1000	1000	1000
	T_c	250	400	500	600	700	800	1000	1000	1000	1000
	$T_{н.с}$	175	280	350	420	490	560	700	840	1000	1000
2,2	T_a	440	704	880	943	969	999	1071	1159	1210	1210
	T_c	275	440	550	660	770	880	1100	1210	1210	1210
	$T_{н.с}$	192	308	385	462	539	616	770	924	1155	1210
2,4	T_a	480	768	960	1107	1134	1165	1235	1323	1440	1440
	T_c	300	480	600	720	840	960	1200	1440	1440	1440
	$T_{н.с}$	210	336	420	504	588	672	840	1008	1260	1440

Примечание. Расчетную несущую способность данного среза нагеля принимают равной меньшему из табличных значений T_a, T_c и $T_{н.с}$ для прилегающих к этому шву элементов.

Таблица IX.10

Коэффициент k_α снижения расчетной несущей способности среза цилиндрического нагеля при направлении силы N под углом α к направлению волокон

Угол α в *град*	Диаметр стальных нагелей d в *см*							
	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4
20	0,99	0,98	0,98	0,97	0,97	0,97	0,96	0,96
30	0,96	0,95	0,94	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89
40	0,92	0,89	0,87	0,85	0,83	0,81	0,80	0,79
50	0,87	0,83	0,80	0,77	0,75	0,73	0,71	0,69
60	0,82	0,77	0,74	0,70	0,67	0,64	0,62	0,61
70	0,79	0,72	0,69	0,65	0,62	0,59	0,57	0,55
90	0,75	0,68	0,64	0,60	0,57	0,54	0,52	0,50

Величину расчетной несущей способности $T_н$ одного среза нагеля (болта, гвоздя) в соединениях элементов из сосны и ели при направлении усилия вдоль волокон (гвоздя под любым углом), при расчете

Таблица IX 11

Данные для расчета болтов, работающих на растяжение (для марки Ст. 3)

Диаметр болта $d_{бр}$ в *мм*		10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36
Диаметр болта в нарезке $d_{нт}$ в *мм*		8,05	9,73	11,40	13,40	14,75	16,75	18,75	20,10	23,10	25,45	30,80
Площадь сечения болта $F_{нт}$ в *см*²		0,50	0,74	1,02	1,41	1,71	2,18	2,74	3,16	4,18	5,06	7,44
Расчетная несущая способность болта по $F_{нт}$ в *кг* при коэффициентах условий работы	0,8	854	1250	1714	2366	2870	3665	4605	5320	7020	8500	12500
	0,65	693	1015	1390	1920	2330	2970	3740	4320	5700	6900	10150
Размеры квадратных шайб для рабочих болтов в *мм*		50×5	60×6	70×7	80×8	90×9	100×10	110×11	120×12	140×14	160×15	180×18
Размеры шайб для стяжных болтов в *мм*		40×4	45×4	50×4	55×4	60×5	70×5	80×6	90×7	100×8	—	—

защищенных от увлажнения и нагрева конструкций и при воздействии постоянной и временной нагрузок определяют по формулам, приведенным в табл. IX.8.

Величины $T_б$ можно также принять по табл. IX.9, руководствуясь рис. IX.34, а величины $T_{гв}$ по табл. IX.12 и IX.13.

Величины коэффициента k_α в зависимости от диаметра болта и углов α помещены в табл. IX.10, а минимальные расстояния между гвоздями — в табл IX 13

На рис IX 36 показаны минимальные нормативные расстояния между осями болтов: s_1 — в продольном направлении; s_2 и s_3 — в поперечном направлении. На рис. IX. 37 и IX. 38 показано размещение гвоздей и длина их защемления.

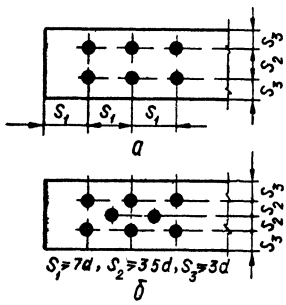


Рис IX 36 Размещение болтов

а — рядовое, *б* — шахматное

Коэффициент условий работы болтов, работающих на растяжение, $m_р = 0{,}8$. Коэффициент условий работы подвесок фермы $m_р = 0{,}65$. Расчетная несущая способность болтов и подвесок приведена в табл. IX. 11.

Для подбора сечений из круглого леса рекомендуется пользоваться табл. IX. 14 и IX. 16. В табл. IX. 14 даны площадь F, статический момент S, момент инерции I и момент сопротивления W бревен и пластин диаметром 13—30 *см*. В табл. IX. 16 даны длина хорды b и площадь сегмента F_c бревен диаметром 16—28 *см*.

Для подбора сечения из пиленого леса служит табл. IX. 15 с величинами моментов инерции I и моментов сопротивлений досок и брусьев W.

Пример 7. Определить расчетную несущую способность одного среза стального цилиндрического болта диаметром $d = 1{,}8$ *см* в соединении раскоса толщиной $c = 6$ *см* с поясом из двух брусков (рис IX 33), каждый толщиной $a = 8$ *см* Древесина — пихта, защищенная от увлажнения и нагрева, коэффициент, учитывающий породу древесины, равен 0,8, угол наклона подкоса к поясу $\alpha = 50°$, по табл. IX.10 $k_\alpha = 0{,}75$.

Таблица IX.12

Расчетная несущая способность гвоздя (в *кг*) на 1 срез при направлении усилия под любым углом к волокнам сосновых и еловых элементов, защищенных от увлажнения и нагрева

Диаметр гвоздя в *см*	Расчетное усилие	Толщина элемента в *см*								Длина гвоздя в *см*	Ориентировочный вес 100 гвоздей
		2	2,5	3	3,5	4	5	6	8 и более		
0,3	T_a	26	29	31	35	36	36	36	36	7	3,95
	T_c	30	36	36	36	36	36	36	36	и	
	$T_{н.с}$	21	26	31	36	36	36	36	36	8	4,5
0,35	T_a	35	37	40	43	47	49	49	49	8	6,15
	T_c	35	44	49	49	49	49	49	49	и	
	$T_{н.с}$	24	31	37	43	49	49	49	49	9	6,9
0,4	T_a	44	46	49	52	56	64	64	64	10	9,9
	T_c	40	50	60	64	64	64	64	64	и	
	$T_{н.с}$	28	35	42	49	56	64	64	64	11	10,9
0,45	T_a	55	57	60	63	67	76	81	81		
	T_c	45	56	67	79	81	81	81	81	12,5	15,7
	$T_{н.с}$	31	39	47	55	63	79	81	81		
0,5	T_a	66	69	71	75	78	87	98	100		
	T_c	50	62	75	87	100	100	100	100	15	23,2
	$T_{н.с}$	35	44	52	61	70	87	100	100		
0,55	T_a	—	82	84	88	91	100	111	121		
	T_c	—	69	82	96	110	121	121	121	17,5	32,8
	$T_{н.с}$	—	48	58	67	77	96	115	121		
0,6	T_a	—	96	99	102	106	115	126	144		
	T_c	—	75	90	105	120	144	144	144	20	43,9
	$T_{т.н}$	—	52	63	73	84	105	126	144		

Примечание. Расчетную несущую способность данного среза гвоздя принимают равной меньшему из табличных значений T_a, T_c и $T_{н.с}$ для прилегающих к этому шву элементов.

Таблица IX.13

Расстояние между осями гвоздей s_1 в *см*

Диаметр $d_{гв}$ в *мм*	Наименьшая толщина крайнего элемента a или среднего c в *см*								
	1,6	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6 и более
3	6,8	6,1	5,3	4,5	4,5	4,5	—	—	—
4	10	9,2	8,4	7,6	6,8	6	6	6	—
5	—	12,5	11,7	10,8	10,0	9,2	8,3	7,5	7,5
6	—	—	14,8	14	13,1	12,3	11,4	10,6	9

По формулам табл. IX.8 (см. рис. IX.32, *а*):

$$T_c = 50cd \cdot 0{,}8 = 50 \cdot 6 \cdot 1{,}8 \cdot 0{,}8 = 433 \text{ кг};$$

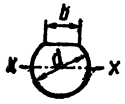
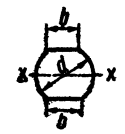
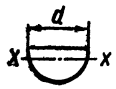
$$T_a = 80ad \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}75 = 80 \cdot 8 \cdot 1{,}8 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}75 = 690 \text{ кг};$$

$$T_н = 180d^2 + 2a^2 = 180 \cdot 1{,}8^2 + 2 \cdot 8^2 = 711 \text{ кг};$$

$$T_н = 250d^2 = 250 \cdot 1{,}8^2 = 810 \text{ кг}.$$

Таблица IX.14

Площадь F в $см^2$, статический момент S в $см^3$, момент инерции I в $см^4$ и момент сопротивления W в $см^3$ поперечного сечения бревен (относительно оси $x—x$)

Схема сечения	Условные обозначения		Диаметр бревен d см																	
			13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
	$b=0$	F	133	154	177	201	227	254	283	314	346	380	452	4,2	491	531	573	616	660	707
		S	183	229	280	341	408	486	572	667	771	887	1014	1152	1303	1465	1556	1829	2032	2250
		I	1402	1885	2485	3217	4100	5153	6397	7854	9547	11499	13737	16286	19175	22432	26087	30172	34719	39761
		W	216	269	331	402	482	573	673	785	909	1045	1194	1357	1534	1726	1932	2155	2394	2651
	$b=d/3$	F	132	153	175	199	215	252	281	312	344	377	412	449	487	527	568	611	655	701
		I	1359	1828	2409	3118	3974	4995	6201	7613	9253	11146	13315	15786	18586	21743	25286	29245	33652	38540
		W	211	263	324	393	471	559	658	767	888	1021	1167	1326	1499	1686	1888	2106	2340	2590
	$b=d/2$	F	129	149	172	195	220	247	275	305	336	369	403	439	477	516	556	598	641	686
		I	1291	1696	2235	2893	3687	4635	5754	7064	8586	10343	12355	14648	17246	20175	23463	27137	31226	35762
		W	199	249	306	372	446	530	623	726	841	967	1104	1255	1418	1595	1786	1993	2207	2443
	$b=d/3$	F	131	152	174	198	223	250	279	309	341	374	409	445	483	522	564	606	650	696
		I	1285	1729	2278	2949	3758	4724	5864	7200	8752	10542	12593	14930	17578	20564	23915	27660	31828	36450
		W	209	261	321	389	467	554	652	760	880	1012	1156	1313	1484	1670	1870	2085	2317	2565
	$b=d/2$	F	125	145	166	189	214	240	267	296	326	358	391	426	462	500	539	580	622	666
		I	1114	1498	1974	2556	3257	4094	5082	6240	7585	9136	10914	12939	15234	17822	20726	23972	27584	31590
		W	198	247	304	369	442	525	617	720	833	958	1095	1244	1406	1582	1771	1976	2195	2430
	$b=d$	F	66	77	88	100	113	127	141	157	173	190	207	226	245	265	286	307	330	353
		I	200	269	354	459	585	735	912	1120	1361	1640	1959	2266	2680	3199	3720	4303	4950	5670
		W	52	66	81	98	118	140	165	192	222	256	292	332	375	422	472	527	585	648

Примечание. Для круглого бревна $F=0{,}785\,d^2$; $S=0{,}0833\,d^3$; $I=0{,}0491\,d^4$; $W=0{,}0982\,d^3$.

Моменты инерции I $см^4$ и моменты

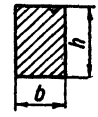
h в см \ b в см		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
4	I	21	27	32	37	43	48	53	59	64	69	75
	W	11	13	16	19	21	24	27	29	32	35	37
5	I	42	52	63	73	83	94	104	115	125	135	146
	W	17	21	25	29	33	38	42	46	50	54	58
6	I	72	90	108	126	144	162	180	198	216	234	252
	W	24	30	36	42	48	54	60	66	72	78	84
7	I	114	143	171	200	229	257	286	314	343	372	400
	W	33	41	49	57	65	74	82	90	98	106	114
8	I	171	213	256	299	341	384	427	469	512	555	597
	W	43	53	64	75	85	96	107	117	128	139	149
9	I	243	304	364	425	486	547	607	668	729	790	850
	W	54	68	81	95	108	121	135	148	162	175	189
10	I	333	417	500	583	667	750	833	917	1000	1083	1167
	W	67	83	100	117	133	150	167	183	200	217	233
11	I	444	555	665	776	887	998	1109	1220	1331	1442	1553
	W	81	101	121	141	161	181	202	222	242	262	282
12	I	576	720	864	1008	1152	1296	1440	1584	1728	1872	2016
	W	96	120	144	168	192	216	240	264	288	312	336
13	I	732	915	1098	1282	1465	1648	1831	2014	1297	2380	2563
	W	113	141	169	197	225	253	282	310	338	366	394
14	I	915	1143	1372	1601	1829	2058	2287	2515	2744	2973	3201
	W	131	163	196	229	261	294	327	359	392	425	457
15	I	1125	1406	1687	1969	2250	2531	2812	3094	3375	3656	3937
	W	150	187	225	262	300	337	375	412	450	487	525
16	I	1365	1707	2048	2385	2731	3072	3413	3755	4086	4427	4779
	W	171	213	256	299	341	384	427	469	512	555	597
17	I	1638	2047	2456	2866	3275	3685	4094	4504	4913	5322	5732
	W	193	241	289	337	385	433	482	530	578	626	674
18	I	1944	2480	2916	3402	3888	4374	4860	5346	5832	6318	6804
	W	216	270	324	378	432	486	540	594	648	702	756
19	I	2286	2858	3429	4001	4573	5144	5716	6287	6859	7431	8002
	W	241	301	361	421	481	541	602	662	722	782	842
20	I	2667	3333	4000	4667	5333	6000	6667	7333	8000	8667	9333
	W	267	333	400	467	533	600	667	733	800	867	933
21	I	3087	3859	4630	5402	6174	6946	7717	8489	9261	10033	10804
	W	294	367	441	514	588	661	735	808	882	955	1029
22	I	3549	4435	5324	6211	7099	7986	8873	9761	10648	11535	12422
	W	323	403	484	565	645	726	807	887	968	1049	1129
23	I	4056	5070	6083	7097	8111	9125	10139	11153	12167	13181	14195
	W	353	441	529	617	705	793	882	970	1058	1146	1234
24	I	4608	5760	6912	8064	9216	10368	11520	12672	13824	14976	16118
	W	384	480	576	672	768	864	960	1056	1152	1248	1344
25	I	5208	6510	7812	9115	10417	11719	13021	14323	15625	16927	18229
	W	417	521	625	729	833	937	1041	1146	1250	1354	1458
26	I	5859	7323	8788	10253	11717	13182	14647	16111	17576	19041	20505
	W	451	563	679	789	901	1014	1127	1239	1352	1465	1577
27	I	6561	8201	9841	11482	13122	14762	16402	18043	19683	21323	22963
	W	486	607	729	850	972	1093	1215	1336	1458	1579	1701
28	I	7317	9147	10976	12805	14635	16464	18293	20123	21952	23781	25611
	W	523	653	784	915	1045	1176	1307	1437	1568	1699	1829

Примечания: 1. Рекомендуемый сортамент пиломатериалов для несущих дере-
2 Размеры пиломатериалов по длине установлены с градацией в 0,25 *м* от 1
3. Пиломатериалы толщиной и шириной более 22 *см* и длиной более 6,5 *м* постав-

Таблица IX.15

сопротивления W в $см^3$ прямоугольных сечений

15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
80	85	91	96	101	**107**	112	**117**	123	128		
40	43	45	**48**	51	**53**	56	**59**	61	64		
156	167	177	187	198	**208**	219	**229**	240	250		
63	67	71	**75**	79	**83**	88	**92**	96	100		
270	288	306	**324**	342	**360**	378	**396**	414	432		
90	96	102	**108**	114	**120**	126	**132**	138	144		
429	457	486	514	543	572	600	629	657	686		
122	131	139	247	155	163	171	180	187	196		
640	683	725	768	811	853	896	939	981	1024		
160	171	181	192	203	213	224	235	245	256		
911	972	1033	1093	1154	1215	1276	1336	1397	1558	1519	1579
202	216	229	243	256	270	283	297	310	324	337	851
1250	1333	1417	**1500**	1583	**1667**	1750	**1833**	1917	2000	2083	2167
250	267	283	**300**	317	333	350	**367**	383	400	417	433
1664	1775	1886	1996	2107	2218	2329	2440	2551	2662	2773	2884
302	323	343	363	383	403	423	444	464	484	504	524
2160	2304	2448	2592	2736	2880	3024	3168	3312	3456	3600	3744
360	384	408	432	456	480	504	528	552	576	600	634
2746	2929	3112	**3295**	3479	**3662**	3845	**4028**	4211	4394	4577	4760
422	451	479	507	535	**563**	591	**620**	648	676	704	732
3430	3659	3887	4116	4345	4573	4802	5031	5259	5488	5717	5945
490	523	555	588	621	653	686	719	751	784	817	849
4219	4500	4781	**5062**	5344	**5625**	5906	**6187**	6469	**6750**	7031	7312
562	600	637	**675**	712	**750**	787	**825**	862	900	937	975
5129	5461	5803	6144	6485	6827	7168	7509	7851	8192	8533	8875
640	683	725	768	811	853	896	939	981	1024	1067	1109
6140	6551	6960	7369	7779	8188	8599	9007	9417	9826	10235	10645
722	771	819	867	915	963	1011	1060	1107	1156	1204	1253
7290	7776	8262	**8748**	9234	**9720**	10206	**10692**	11178	11664	12150	12636
810	864	918	**972**	1026	**1080**	1134	**1188**	1262	1296	1350	1404
8574	9145	9717	10288	10860	11432	12003	12575	12146	13718	14290	14861
902	963	1023	1083	1143	1203	1263	1324	1384	1444	1504	1564
10000	10667	11333	**12000**	12667	**13333**	14000	**14667**	15333	16000	16667	17333
1000	1067	1133	**1200**	1267	**1333**	1400	**1467**	1533	1600	1667	1733
11576	12348	13120	13891	14663	15435	16207	16979	17750	18522	19294	20066
1102	1176	1249	1323	1396	1470	1543	1617	1690	1764	1837	1911
13310	14197	15085	**15972**	16859	**17747**	18634	**19521**	20409	21296	22183	23071
1210	1291	1371	**1452**	1533	**1613**	1694	**1775**	1855	1936	2017	2097
15209	16223	17237	18250	19264	20278	21292	22306	23320	24334	25348	26362
1322	1411	1499	1587	1675	1763	1851	1940	2028	2116	2204	2292
17280	18432	19584	12736	21888	23040	24192	25344	26496	27648	28800	29954
1440	1536	1632	1728	1824	1920	2016	2112	2208	2304	2400	2496
19531	20833	22135	23437	24740	26042	27344	28648	29948	31250	32552	33854
1562	1667	1771	1875	1979	2083	2187	2292	2396	2500	2604	2708
21970	23435	24899	26364	27829	29293	30758	32223	33687	35152	36617	38081
1690	1803	1915	2028	2141	2253	2366	2479	2591	2704	2817	2929
24604	26244	27884	29524	31165	32805	34445	36085	37746	39386	41026	42666
1822	1944	2065	2187	2308	2430	2551	2673	2794	2916	3037	3159
27440	29269	31099	32928	34757	36587	38416	40245	42075	43904	45733	47563
1960	2091	2221	2352	2483	2613	2744	2875	3005	3136	3267	3397



$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$W = \frac{bh^2}{6}$$

вянных конструкций (применительно к ГОСТ 8486—66) дан жирным шрифтом.
до 6,5 *м*.
ляются по особому согласованию.

Таблица IX 16

Длина хорд b в *см* и площади сегмента F_c в *см*²

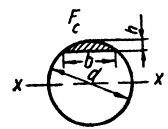
Диаметр бревна d в *см*	Условные обозначения	Глубина врезки h в *см*														
		2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9
16	b	10,6	11,6	12,5	13,2	13,9	14,4	14,8								
	F_c	14,5	20,0	26,1	32,5	39,3	46,4	53,7								
17	b	10,9	12,0	13,0	13,7	14,4	15,0	15,5	15,9							
	F_c	15,0	20,7	27,0	33,7	40,7	48,0	55,7	63,6							
18	b	11,3	12,4	13,4	14,2	15,0	15,6	16,1	15,6	17,0						
	F_c	15,4	21,4	27,9	34,8	42,0	49,7	57,7	65,9	74,3						
19	b	11,7	12,8	13,8	14,7	15,5	16,2	16,7	17,2	17,7						
	F_c	15,9	22,1	28,8	35,9	43,4	51,4	59,6	68,1	76,8						
20	b	12,0	13,2	14,3	15,2	16,0	16,7	17,3	17,9	18,3	18,7					
	F_c	16,3	22,6	29,6	36,9	44,7	52,9	61,4	7,02	79,3	88,5					
21	b	12,3	13,6	14,7	15,6	16,5	17,2	17,9	18,5	19,0	19,4	19,8				
	F_c	16,8	23,3	30,4	37,9	46,0	54,4	63,2	72,3	81,6	91,2	101				
22	b	12,6	14,0	15,1	16,1	17,0	17,7	18,4	19,1	19,6	20,1	20,5				
	F_c	17,2	23,9	31,1	38,9	47,2	55,9	64,9	74,3	84,0	93,9	104				
23	b	12,9	14,3	15,5	16,5	17,4	18,2	19,0	19,6	20,2	20,7	21,2	21,6			
	F_c	17,6	24,4	31,9	39,9	48,4	57,4	66,6	76,3	86,2	96,5	107	118			
24	b	13,3	14,7	15,9	16,9	17,9	18,7	19,5	20,2	20,8	21,5	21,8	22,2	22,6		
	F_c	18,0	25,0	32,6	40,9	49,5	58,8	68,3	78,2	88,4	99,0	110	121	132		
25	b	13,6	15,0	16,2	17,3	18,3	19,2	20,0	20,7	21,4	21,0	22,4	22,9	23,3		
	F_c	18,4	25,5	33,4	41,8	50,7	60,1	69,9	80,1	90,5	101	113	124	135		
26	b	13,8	15,3	16,6	17,7	18,8	19,2	20,5	21,2	21,9	22,5	23,1	23,6	24,0	24,4	
	F_c	18,8	26,0	34,0	42,6	51,8	61,4	71,5	81,9	92,7	104	115	127	139	151	
27	b	14,1	15,7	17,0	18,1	19,2	20,1	21,0	22,7	22,5	23,1	23,7	24,2	24,6	25,1	25,4
	F_c	19,1	26,6	34,7	43,6	52,9	62,7	73,0	84,0	94,7	106	118	130	142	154	167
28	b	14,4	16,0	17,3	18,5	19,6	20,6	21,4	22,2	23,0	23,6	24,2	24,8	25,3	25,7	26,5
	F_c	19,5	27,1	35,4	44,4	54,0	64,0	74,5	85,4	96,7	108	120	133	145	153	171

$$b = 2\sqrt{h(d-h)}$$

$$F_c \approx 0{,}67bh$$

$$S_c = \frac{b^3}{12}$$

$$I_c \approx \frac{b^6}{140F_c}$$



Наименьшую расчетную несущую способность имеет подкос (средний элемент) $T_c = 433$ *кг*, по которой и находим необходимое число двухсрезных болтов в соединении по формуле (IX.32).

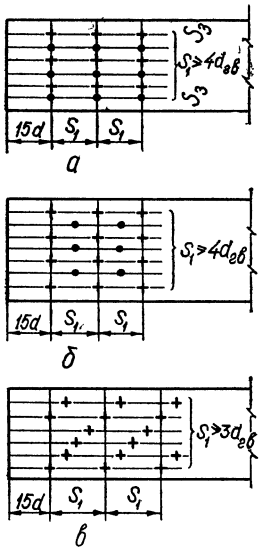


Рис. IX.37. Размещение гвоздей:

а — рядовое; *б* — шахматное; *в* — под углом.

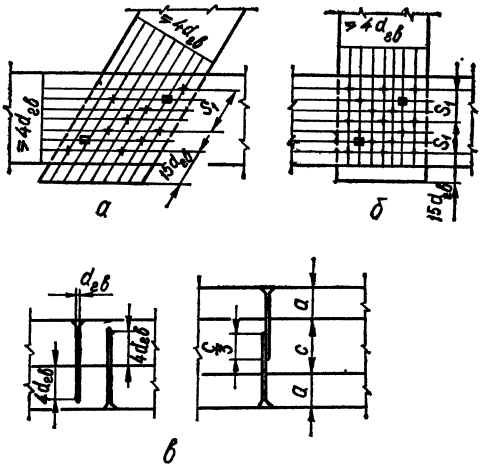


Рис. IX.38. Крепление элементов решетки к поясу:

а — под углом; *б* — перпендикулярно; *в* — длина защемления гвоздя.

Стыки нижнего пояса, а также стыки в лобовой врубке в упор (см. рис. IX.30) обычно перекрываются двумя дощатыми накладками симметрично оси на двухсрезных цилиндрических болтах (см. рис. IX.28). Сечение двух накладок по площади принимается равным сечению пояса. Число срезов в каждой полунакладке определяют по формуле (IX.32), где $N_р$ — усилие в нижнем поясе, а $T_б$ — несущая способность одного среза болта.

Пример 8. Найти число двухсрезных болтов в стыке нижнего пояса из ели. Растягивающее усилие в поясе $N_р = 8{,}8$ *т*; сечение пояса 20×20 *см*; сечение каждой накладки 10×20 *см*, диаметр болтов $d = 1{,}8$ *см*; ферма защищена от увлажнения и нагрева. По табл. IX.9 несущая способность одного среза болта $T_a = 783$ *кг*; $T_c = 810$ *кг*. Расчетным является $T_a = 783$ *кг*.

Общее число двухсрезных болтов по формуле (IX.32)

$$n = \frac{N}{2T} = \frac{8800}{2 \cdot 783} = 5{,}7 \approx 6.$$

Расчет треугольных ферм по таблицам

Для облегчения расчета и конструирования треугольных стропильных ферм на лобовых врубках (рис. IX.39—IX.41) составлены табл. IX.17—IX.19.

Наклон верхнего пояса к горизонту α принят равным 30 и 20°.

Необходимые данные для конструирования фермы принимаются из одной горизонтальной строки, отвечающей реакции фермы A от узловой нагрузки на ферму (пояса в пределах между узлами не нагружены).

Табл. IX.17—IX.19 составлены для древесины из сосны и ели, защищенной от увлажнения и нагрева, при условии воздействия на ферму только расчетной постоянной нагрузки. Коэффициент снижения расчет-

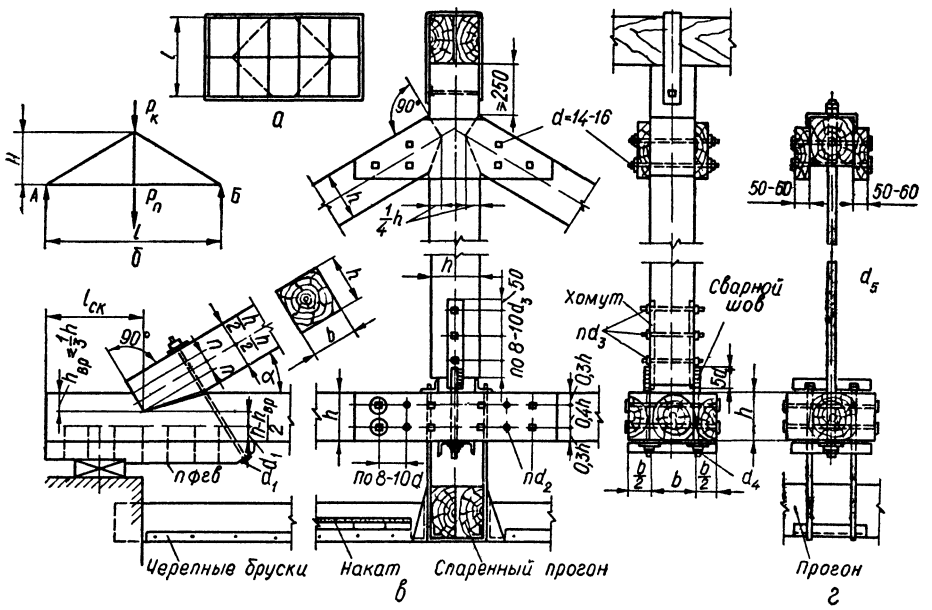


Рис. IX 39 Конструкция треугольной фермы из брусьев с одной подвеской:
а — расположение ферм и связей в плане, *б* — расчетная схема фермы, *в* — узлы фермы; *г* — вариант подвески в металле

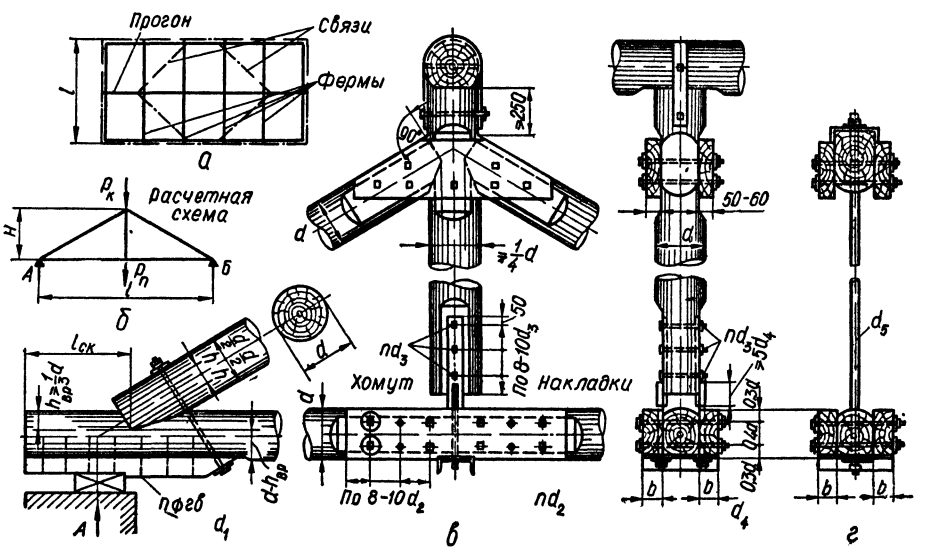


Рис. IX.40. Конструкция треугольной фермы из бревен с одной подвеской:
а — расположение ферм и связей в плане; *б* — расчетная схема фермы; *в* — узлы фермы; *г* — вариант подвески в металле.

ных сопротивлений вследствие воздействия только постоянной нагрузки принят равным 0,8.

Лес для нижнего пояса должен быть прямолинейным с минимальным числом и размерами сучков, без трещин по плоскостям скалывания. Сталь для аварийных болтов и подвесок принята марки Ст.3.

Таблица IX 17

Сечение элементов треугольной фермы из брусьев с одной подвеской (рис. IX.39) при $l \leqslant 9{,}0$ м

Угол α в град	Реакция фермы $A = \frac{1}{2}(P_к + P_п)$ в кг	Сечение поясов $b \times h$ в см	Опорный узел: Глубина врубки $h_{вр}$ в см	Опорный узел: Длина скалывания $l_{ск}$ в см	Опорный узел: Диаметр аварийного болта d_1 в мм	Опорный узел: Сечение шайбы $b \times \delta$ в мм	Опорный узел: Число и диаметр гвоздей в мм	Стык пояса: Сечение накладок $b \times h$ в см	Стык пояса: Число и диаметр болтов d_2 в мм	Подвеска: в дереве: Сечение подвески $b \times h$ в см	Подвеска: в дереве: Сечение хомута $b \times \delta$ в мм	Подвеска: в дереве: Болты: nd_3 в мм	Подвеска: в дереве: Болты: nd^4 в мм	Подвеска: в металле: nd_5 в мм	Подвеска: в металле: № швеллера
30	1500	12×12	3,5	24	14	60×6	6d5	6×12	4d14	12×12	50×5	2d14	2d14	18	8
	2000	14×12	4,0	28	16	70×7	8d5	7×12	6d14	14×12	50×5	2d14	2d16	20	8
	2500	16×14	4,0	30	18	80×8	8d5	8×14	6d14	16×14	50×6	2d16	2d16	22	8
	3000	16×14	5,0	34	20	90×9	10d5	8×14	6d16	16×14	60×6	2d16	2d18	24	10
	3500	18×16	5,0	36	22	100×10	10d5,5	9×16	6d16	18×16	60×6	3d16	2d18	24	10
	4000	18×16	5,5	40	22	100×10	12d5,5	9×16	8d16	18×16	60×8	3d16	2d20	26	10
	4500	20×18	5,5	42	24	110×11	12d6	9×18	8d16	20×18	60×8	3d18	2d20	28	10
	5000	20×18	6,0	46	24	110×11	12d6	10×18	8d18	20×18	80×8	3d18	2d22	30	12
	5500	22×20	6,0	48	26	120×12	14d6	10×20	8d18	22×20	80×8	3d18	2d22	32	12
	6000	22×20	6,5	50	26	120×12	14d6	10×20	8d18	22×20	80×8	3d18	2d24	34	12
20	1500	14×12	3,5	32	20	90×9	6d5	7×12	6d14	14×12	50×5	2d14	2d14	18	8
	2000	16×14	4,0	36	22	100×10	6d5	8×14	8d14	16×14	50×5	2d14	2d16	20	8
	2500	18×16	5,0	40	24	100×10	6d5,5	9×16	8d16	18×16	50×6	2d16	2d16	22	8
	3000	20×18	5,5	42	26	110×11	8d5,5	10×18	8d16	20×18	60×6	2d16	2d18	24	10
	3500	22×18	6,0	46	28	120×12	8d5,5	10×18	8d18	22×18	60×6	3d16	2d18	24	10
	4000	22×18	6,0	52	30	130×13	8d6	11×18	8d18	22×18	60×8	3d16	2d20	26	10
	4500	24×20	6,5	56	32	130×13	8d6	11×20	8d20	24×20	60×8	3d16	2d20	28	10
	5000	24×20	6,5	60	34	140×14	10d6	11×20	8d20	24×20	80×8	3d18	2d22	30	12
	5500	26×22	7,0	60	36	150×15	10d6	12×22	8d22	26×22	80×8	3d18	2d22	32	12
	6000	26×22	7,0	64	36	160×16	10d6	12×22	8d22	26×22	80×8	3d18	2d24	34	12

Таблица IX.18

Сечение элементов треугольной фермы из бревен с одной подвеской (рис. IX.40) при $l \leqslant 9{,}0$ *м*

Угол α в *град*	Реакция фермы $A=\frac{1}{2}(P_к+P_п)$ в *кг*	Диаметр поясов d в *см*	Опорный узел					Стык пояса		Подвеска					
										в дереве				в металле	
												Болты			
			Глубина врубки $h_{вр}$ в *см*	Длина скалывания $l_{ск}$ в *см*	Диаметр аварийного болта d_1 в *мм*	Сечение шайб $b\times\delta$ в *мм*	Число и диаметр гвоздей в *мм*	Сечение накладок $b\times h$ в *см*	Число и диаметр болтов d_2 в *мм*	d в *см*	Сечение хомута $b\times\delta$ в *мм*	nd_3 в *мм*	nd_4 в *мм*	nd_5 в *мм*	№ швеллера
30	1500	16	4	24	14	60×6	6*d*5	8×16	4*d*14	16	50×5	2*d*14	2*d*14	18	8
	2000	16	4,5	26	16	70×7	8*d*5	8×16	6*d*14	16	50×5	2*d*14	2*d*16	20	8
	2500	17	5	30	18	80×8	8*d*5	9×16	6*d*14	17	50×6	2*d*16	2*d*16	22	8
	3000	18	5,5	34	20	90×9	10*d*5	9×18	6*d*16	18	60×6	2*d*16	2*d*18	24	10
	3500	19	6	36	22	100×10	10*d*5,5	10×18	6*d*16	19	60×6	3*d*16	2*d*18	24	10
	4000	20	6,5	40	22	100×10	11*d*5,5	10×20	8*d*16	20	60×8	3*d*16	2*d*20	26	10
	4500	21	7	42	24	110×11	12*d*6	11×20	8*d*16	21	60×8	3*d*18	2*d*20	28	10
	5000	23	7,5	42	24	110×11	12*d*6	12×22	8*d*18	23	80×8	3*d*18	2*d*22	30	12
	5500	24	7,5	46	26	120×12	14*d*6	12×24	8*d*18	24	80×8	3*d*18	2*d*22	32	12
	6000	25	8	48	26	120×12	14*d*6	13×24	8*d*18	25	80×8	3*d*18	2*d*24	34	12
20	1500	16	4,5	30	20	90×9	6*d*5	8×16	6*d*14	16	50×5	2*d*14	2*d*14	18	8
	2000	18	5,5	36	22	100×10	6*d*5	9×18	8*d*14	18	50×5	2*d*14	2*d*16	20	8
	2500	19	6	42	24	100×10	6*d*5,5	9×18	8*d*16	19	50×6	2*d*16	2*d*16	22	8
	3000	21	6,5	44	26	110×10	8*d*5,5	10×20	8*d*16	21	60×6	2*d*16	2*d*18	24	10
	3500	22	7	48	28	120×12	8*d*5,5	11×22	8*d*18	22	60×6	3*d*16	2*d*18	24	10
	4000	24	7,5	52	30	130×13	8*d*6	12×24	8*d*18	24	60×8	3*d*16	2*d*20	26	10
	4500	25	8	56	32	130×13	8*d*6	12×24	8*d*20	25	60×8	3*d*16	2*d*20	28	10
	5000	26	8	60	34	140×14	10*d*6	13×24	8*d*20	26	80×8	3*d*18	2*d*22	30	12
	5500	27	8,5	62	36	150×15	10*d*6	13×26	8*d*22	27	80×8	3*d*18	2*d*22	32	12
	6000	28	9	63	36	160×16	10*d*6	14×26	8*d*22	28	80×8	3*d*18	2*d*24	34	12

Таблица IX.19

Сечение элементов треугольной фермы с тремя подвесками (рис. IX.41) при l до 15—18 *м*

Угол в *град*	Реакция фермы $A = \frac{3}{2}(P_к + P_п)$ в *кг*	Сечение поясов $b \times h$ в *см*	Опорный узел с двойным зубом: Глубина врезки: первого зуба $h'_{вр}$ в *см*	Глубина врезки: второго зуба $h''_{вр}$ в *см*	Длина скалывания: первого зуба $l'_{ск}$ в *см*	Длина скалывания: второго зуба $l''_{ск}$ в *см*	Число и диаметр болтов d_1 в *мм*	Размеры шайб в *мм*	Число и диаметр гвоздей $d_{гв}$ в *мм*	Стык пояса: Сечение накладок $b \times h$ в *см*	Число и диаметр болтов d_2 в *мм*	Подвески: крайние: d_3 в *мм*	Размеры шайб в *мм*	средние: d_4 в *мм*	№ швеллера
45	4000	12×14	2,5	4,5	18	24	$2d_1 14$	80×8	$10d5$	6×14	$8d12$	16	80×8	24	8
	4500	12×14	2,5	4,5	18	26	$2d_1 14$	80×8	$10d5$	6×14	$8d14$	18	80×8	27	8
	5000	14×14	2,5	4,5	20	28	$2d_1 14$	90×9	$10d5$	7×14	$8d16$	20	90×9	27	8
	5500	14×14	2,5	4,5	20	30	$2d_1 16$	90×9	$12d5$	7×14	$8d16$	20	90×9	30	10
	6000	14×16	3	5	24	32	$2d_1 16$	90×9	$12d5$	7×16	$8d18$	22	100×10	30	10
	6500	16×16	3	5	24	34	$2d_1 16$	90×9	$12d6$	8×16	$8d18$	22	100×10	32	10
	7000	16×16	3	5	26	36	$2d_1 18$	100×10	$12d6$	8×16	$8d20$	24	110×11	32	12
	8000	16×18	3,5	5,5	26	38	$2d_1 18$	100×10	$12d6$	8×18	$8d20$	24	110×11	34	12
	9000	18×18	3,5	5,5	28	40	$2d_1 20$	100×10	$14d6$	9×18	$8d22$	26	120×12	36	12
	10000	20×18	3,5	5,5	28	42	$2d_1 20$	100×10	$24d6$	10×18	$8d22$	26	120×12	36	12

Примечания: 1. Фермы с двойным зубом устраиваются только под углом наклона верхнего пояса $\alpha \geqslant 45°$.
2. Гибкость сжатых элементов фермы не должна превышать 120.

Для устойчивости фермы все узлы верхнего пояса должны быть фиксированы — закреплены связями против горизонтальных смещений.

Пример 9. Рассчитать и законструировать перекрытие над помещением, имеющим в плане форму прямоугольника со сторонами в свету 12,0×18,0 *м* (рис. IX.42). Помещение перекрыто четырьмя треугольными стропильными фермами, расположенными на равном друг от друга расстоянии — 3,66 *м*.

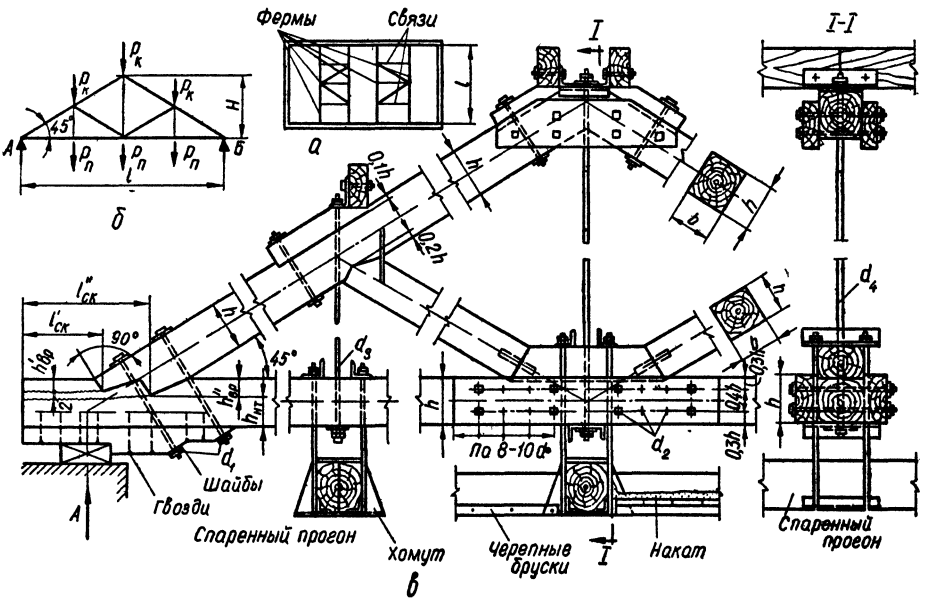


Рис. IX.41. Конструкция треугольной фермы из брусьев с тремя подвесками:
а — расположение ферм и связей в плане; *б* — расчетная схема фермы; *в* — узлы фермы.

В плане фермы приходятся над оконными простенками и не нагружают перемычек оконных проемов. Для устойчивости верхнего пояса фермы связаны между собой попарно раскосами. В узлах верхнего пояса уложены прогоны, поддерживающие стропила, а к узлам нижнего пояса подвешены прогоны, служащие промежуточными опорами для балок подвесного чердачного перекрытия.

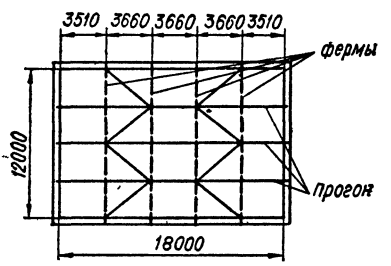


Рис. IX.42. Размещение ферм в плане.

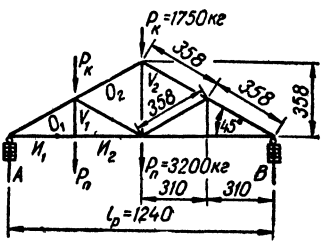


Рис. IX.43. Расчетная схема фермы и геометрические размеры.

Расчетный пролет ферм l=12,4 *м*. Угол наклона верхнего пояса α=45°. Лес для фермы — сосна с влажностью до 25% Для нижнего пояса взят лес отборный.

Расчетные сопротивления в *кг/см*² приняты с учетом коэффициента снижения расчетных сопротивлений вследствие воздействия на ферму только постоянной нагрузки:

Растяжение вдоль волокон . .	$R_р=100\cdot0,8=80$
Сжатие вдоль волокон . . .	$R_с=130\cdot0,8=104$
Изгиб	$R_и=130\cdot0,8=104$
Смятие в лобовой врубке .	$R_{см45}=60$
Скалывание при двойном зубе, когда $l_{ск}:h=1,8—2,2$ по площадке	
первого зуба	$R_{ск}^{ср}=12\cdot0,8=9,6$
То же, второго	$R_{ск}^{ср}=12\cdot1,15=13,8$

Расчетная схема с размерами элементов приведена на рис IX 43.

Расчетная нагрузка на узел верхнего пояса

$P_к=(65\cdot3,58+56\cdot3,10)3,66=1480$ *кг* — собственный вес и снег.

Расчетная нагрузка на узел нижнего пояса

$$P_п=285\cdot3,10\cdot3,66=3200 \text{ кг}.$$

Усилия в элементах фермы определены аналитически из условия равновесия узлов по формулам, приведенным в табл IX 5

Реакция опор

$$A=B=(P_к+P_п)\,1,5=(1480+3200)\,1,5=7000 \text{ кг}.$$

Сечение элементов и размеры врубок приняты по табл. IX 19 при $A=7000$ *кг* и $\alpha=30°$:

Сечение верхнего и нижнего поясов	16×16 *см*
» стыковых накладок	8×16 »
Диаметр крайних стоек (подвесок)	$d_3=24$ *мм*
» средней стойки (подвески)	$d_4=32$ »
Глубина врезки первого зуба	$h'_{вр}=3$ *см*
То же, второго	$h''_{вр}=5$ »
Длина площадки скалывания на глубине врезки первого зуба	$l'_{ск}=26$ »
То же, второго	$l''_{ск}=36$ »
Число и диаметр стяжных болтов (аварийных)	$2\,d_1=22$ *мм*
То же, гвоздей для прикрепления подбалки . .	12 ∅ 6 »
Число и диаметр болтов стыка растянутого пояса	$8\,d_2=20$

Проверяем принятые размеры поперечных сечений элементов с целью установить степень точности расчета при подборе сечений элементов по таблицам.

Узел 1 (опорный) Соединения сходящихся в узле поясов решены ортогональной лобовой врубкой с двойным зубом. Из равновесия узла находим (табл IX 5)

$$N_с=\frac{A}{\sin\alpha}=\frac{7000}{0,707}\approx10\,000 \text{ кг};$$

$$N_р=\frac{A}{\operatorname{tg}\alpha}=\frac{7000}{1,0}=7000 \text{ кг}.$$

Усилие, растягивающее стяжные болты, и усилие, сдвигающее подбалку, по формулам (IX 30) и (IX 31).

$$N_б=N_с\,k_I=10\,000\cdot0,27=2700 \text{ кг};$$

$$N_{гв}=N_б\,k_{II}=2700\cdot0,71=1910 \text{ кг}.$$

Напряжения смятия по врубке из формулы (IX 25)

$$R_{см\,\alpha}=\frac{N_р}{F_{см}}=\frac{N_р}{(h'_{вр}+h''_{вр})\,b}=\frac{7000}{(3+5)\,16}=55 \text{ кг/см}^2<60 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжения скалывания по площадкам·

на глубине врезки первого зуба при $m_{ск}=0,8$ из формулы (IX 28)

$$R_{ск}=\frac{h'_{вр}}{h'_{вр}+h''_{вр}}\cdot\frac{N_р}{l'_{ск}\,b}=\frac{3}{3+5}\cdot\frac{7000}{26\cdot16}=6,3 \text{ кг/см}^2<9,6 \text{ кг/см}^2;$$

на глубине врезки второго зуба при $m_{ск}=1,15$ из формулы (IX 29)

$$R_{ск}^{ср}=\frac{N_р}{l''_{ск}b}=\frac{7000}{36\cdot16}=12,2 \text{ кг/см}^2<13,8 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение растяжения аварийных болтов при $d_1 = 1{,}8$ *см* ($F_{нт} = 1{,}71$ *см*²)

$$R_р = \frac{N_б}{m_р \cdot 2 \cdot F_{нт}} = \frac{2700}{0{,}8 \cdot 2 \cdot 1{,}71} \simeq 1000 \text{ кг/см}^2 < 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Сопротивление одного среза гвоздя для крепления подбалки к нижнему поясу (см. табл. IX.12)

$$T_{гв} = \frac{N_{гв}}{n} = \frac{1910}{14} = 136 \text{ кг} < 144 \text{ кг}.$$

Напряжение сжатия верхнего пояса с учетом продольного изгиба при $l_0 : b = 358 : 16 = 22{,}4$ и $\varphi = 0{,}55$ по формуле (IX.17)

$$R_с = \frac{N_с}{bh \cdot \varphi} = \frac{10\,000}{16 \cdot 16 \cdot 0{,}55} = 71 \text{ кг/см}^2 < 104 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение растяжения в нижнем поясе в сечении, ослабленном врубкой и стяжными болтами (при обязательном центрировании узла с осью нижнего пояса, проходящей через $h_{нт}$), по формуле (IX.15)

$$R_р = \frac{N_р}{F_{нт}} = \frac{N_р}{(b - d_б)(h - h''_{вр})} = \frac{7000}{(16 - 2)(16 - 5)} = 46 \text{ кг/см}^2 < 80 \text{ кг/см}^2.$$

Узел 2. Из условия равновесия проекций сил на вертикальную ось (см. табл. IX.5)

$$V_1 = P_п = 3200 \text{ кг}.$$

Напряжения растяжения в подвеске при $d_3 = 24$ *мм* и $F_{нт} = 3{,}16$ *см*²

$$R_р = \frac{V_1}{m_р F_{нт}} = \frac{3200}{0{,}65 \cdot 3{,}16} = 1560 \text{ кг/см}^2 < 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Узел 3. Усилие в средней подвеске

$$V = P_к + 2P_п = 1480 + 2 \cdot 3200 = 7880 \text{ кг}.$$

Напряжение растяжения в средней подвеске при $d_4 = 32$ *мм* и $F_{нт} = 5{,}82$ *см*²

$$R_р = \frac{V}{m_р F_{нт}} = \frac{7880}{0{,}65 \cdot 5{,}82} = 2090 \text{ кг/см}^2.$$

Стык растянутого пояса. Число болтовых срезов при диаметре болтов $d = 20$ *мм* и $T_{н.с} = 504$ *кг* (см. табл. IX.9) по формуле (IX.32)

$$n = \frac{N_р}{T_{н.с}} = \frac{7000}{504} = 14 \text{ срезов или 8 двухсрезных болтов.}$$

ПРИЛОЖЕНИЕ

Круговые

град	sin 0′	sin 20′	sin 40′		град	cos 0′	cos 20′	cos 40′	
0	0,00000	0,00582	0,01164	89	0	1,00000	0,99998	0,99993	89
1	0,01745	0,02327	0,02008	88	1	0,99985	0,99973	0,99958	88
2	0,03490	0,04071	0,04653	87	2	0,99939	0,99917	0,99892	87
3	0,05234	0,05814	0,06395	86	3	0,99863	0,99831	0,99795	86
4	0,06976	0,07556	0,08136	85	4	0,99756	0,99714	0,99668	85
5	0,08716	0,09295	0,09874	84	5	0,99619	0,99567	0,99511	84
6	0,10453	0,11031	0,11609	83	6	0,99452	0,99390	0,99324	83
7	0,12187	0,12734	0,13341	82	7	0,99255	0,99182	0,99106	82
8	0,13917	0,14493	0,15069	81	8	0,99027	0,98944	0,98858	81
9	0,15643	0,16218	0,16792	80	9	0,98769	0,98676	0,98580	80
10	0,17365	0,17937	0,18509	79	10	0,98481	0,98378	0,98272	79
11	0,19081	0,19652	0,20222	78	11	0,98163	0,98050	0,97934	78
12	0,20791	0,21360	0,21928	77	12	0,97815	0,97692	0,97566	77
13	0,22495	0,23062	0,23627	76	13	0,97437	0,97304	0,97169	76
14	0,24192	0,24756	0,25320	75	14	0,97030	0,96887	0,96742	75
15	0,25882	0,26443	0,27004	74	15	0,96593	0,96440	0,96285	74
16	0,27564	0,28123	0,28680	73	16	0,96126	0,95964	0,95799	73
17	0,29237	0,29793	0,30348	72	17	0,95630	0,95459	0,95284	72
18	0,30902	0,31454	0,32006	71	18	0,95106	0,94924	0,94740	71
19	0,32557	0,33106	0,33655	70	19	0,94552	0,94361	0,94167	70
20	0,34202	0,34748	0,35293	69	20	0,93969	0,93769	0,93565	69
21	0,35837	0,36379	0,36921	68	21	0,93358	0,93148	0,92935	68
22	0,37461	0,37999	0,38537	67	22	0,92718	0,92499	0,92276	67
23	0,39073	0,39608	0,40142	66	23	0,92050	0,91822	0,91590	66
24	0,40674	0,41204	0,41734	65	24	0,91355	0,91116	0,90875	65
25	0,42262	0,42788	0,43313	64	25	0,90631	0,90383	0,90133	64
26	0,43837	0,44359	0,44880	63	26	0,89879	0,89623	0,89363	63
27	0,45399	0,45917	0,46433	62	27	0,89101	0,88835	0,88566	62
28	0,46947	0,47460	0,47971	61	28	0,88295	0,88020	0,87743	61
29	0,48481	0,48989	0,49495	60	29	0,87462	0,87178	0,86892	60
30	0,50000	0,50503	0,51004	59	30	0,86603	0,86310	0,86015	59
31	0,51504	0,52002	0,52498	58	31	0,85717	0,85416	0,85112	58
32	0,52992	0,53484	0,53975	57	32	0,84805	0,84495	0,84182	57
33	0,54464	0,54951	0,55436	56	33	0,83869	0,83549	0,83228	56
34	0,55919	0,56401	0,56880	55	34	0,82904	0,82577	0,82248	55
35	0,57358	0,57833	0,50837	54	35	0,81915	0,81580	0,81242	54
36	0,58779	0,59248	0,59716	53	36	0,80902	0,80558	0,80212	53
37	0,60182	0,60645	0,61107	52	37	0,79864	0,79512	0,79158	52
38	0,61566	0,62024	0,62479	51	38	0,78801	0,78442	0,78079	51
39	0,62932	0,53383	0,63832	50	39	0,77715	0,77347	0,76978	50
40	0,64279	0,64723	0,65166	49	40	0,76604	0,76229	0,75851	49
41	0,65606	0,66044	0,66480	48	41	0,75471	0,75088	0,74703	48
42	0,66913	0,67344	0,67773	47	42	0,74314	0,73924	0,73531	47
43	0,68200	0,68624	0,69046	46	43	0,73135	0,72737	0,72337	46
44	0,69466	0,69883	0,70298	45	44	0,71934	0,71529	0,71121	45
45	0,70711				45	0,70711			
	60′	40′	20′	град		60′	40′	20′	град
	cos					sin			

Функции Таблица 1

град	tg 0′	tg 20′	tg 40′		*град*	ctg 0′	ctg 20′	ctg 40′	
0	0,00000	0,00582	0,01164	89	0		171,88540	85,93979	89
1	0,01746	0,02328	0,02910	88	1	57,28996	42,96408	34,36777	88
2	0,03492	0,04075	0,04658	87	2	28,63625	24,54176	21,47070	87
3	0,05241	0,05824	0,06408	86	3	19,08114	17,16934	15,60478	86
4	0,06993	0,07578	0,08163	85	4	14,30067	13,19688	12,25051	85
5	0,08749	0,09335	0,09923	84	5	11,43005	10,71191	10,07803	84
6	0,10510	0,11099	0,11688	83	6	9,51436	9,00983	8,55555	83
7	0,12278	0,12869	0,13461	82	7	8,14435	7,77035	7,42871	82
8	0,14054	0,14648	0,15243	81	8	7,11537	6,82694	6,56055	81
9	0,15838	0,16435	0,17033	80	9	6,31375	6,08444	5,87080	80
10	0,17633	0,18223	0,18835	79	10	5,67128	5,48451	5,30928	79
11	0,19438	0,20042	0,20648	78	11	5,14455	4,98940	4,84300	78
12	0,21256	0,21864	0,22475	77	12	4,70463	4,57363	4,44942	77
13	0,23087	0,23700	0,24316	76	13	4,33148	4,21933	4,11256	76
14	0,24933	0,25552	0,26172	75	14	4,01078	3,91364	3,82083	75
15	0,26795	0,24419	0,28046	74	15	3,73205	3,64705	3,56557	74
16	0,28675	0,29305	0,29938	73	16	3,48741	3,41236	3,34023	73
17	0,30573	0,31210	0,31850	72	17	3,27085	3,20406	3,13972	72
18	0,32492	0,33136	0,33783	71	18	3,07768	3,01783	2,96004	71
19	0,34433	0,35085	0,35740	70	19	2,90421	2,85023	2,79802	70
20	0,36397	0,37057	0,37720	69	20	2,74748	2,69853	3,65109	69
21	0,38386	0,39055	0,39727	68	21	2,60509	2,56046	2,51715	68
22	0,40403	0,41081	0,41763	67	22	2,47509	2,43422	2,39449	67
23	0,42447	0,43136	0,43828	66	23	2,35585	2,31826	2,28167	66
24	0,44523	0,45222	0,45924	65	24	2,24604	2,21132	2,17749	65
25	0,46631	0,47341	0,48055	64	25	2,14451	2,11233	2,08094	64
26	0,48773	0,49495	0,50222	63	26	2,05030	2,02039	1,99116	63
27	0,50953	0,51688	0,52427	62	27	1,96261	1,93470	1,90741	62
28	0,53171	0,53920	0,54673	61	28	1,88073	1,85462	1,82906	61
29	0,55431	0,56194	0,56962	60	29	1,80405	1,77955	1,75556	60
30	0,57735	0,58513	0,59297	59	30	1,73205	1,70901	1,68643	59
31	0,60086	0,60881	0,61681	58	31	1,66428	1,64256	1,62125	58
32	0,62487	0,63299	0,64117	57	32	1,60033	1,57981	1,55966	57
33	0,64941	0,65771	0,66608	56	33	1,53987	1,52043	1,50133	56
34	0,67451	0,68301	0,69157	55	34	1,48256	1,46411	1,44598	55
35	0,70021	0,70891	0,71769	54	35	1,42815	1,41061	1,39336	54
36	0,72654	0,73547	0,74447	53	36	1,37638	1,35968	1,34323	53
37	0,75355	0,76272	0,77196	52	37	1,32704	1,31110	1,29541	52
38	0,78129	0,79070	0,80020	51	38	1,27994	1,26471	1,24969	51
39	0,80978	0,81946	0,82923	50	39	1,23490	1,22031	1,20593	50
40	0,83910	0,84906	0,85912	49	40	1,19175	1,17777	1,16398	49
41	0,86929	0,87555	0,89992	48	41	1,15037	1,13694	1,12369	48
42	0,90040	0,91099	0,92170	47	42	1,11061	1,09770	1,08496	47
43	0,93252	0,94345	0,95451	46	43	1,07237	1,05994	1,04766	46
44	0,96569	0,97700	0,988433	45	44	1,03553	1,02355	1,01170	45
45	1,00000				45	1,00000			
	60′	40′	20′	*град*		60′	40′	20′	*град*
	ctg					tg			

Таблица 2

Объемный вес γ и коэффициент теплопроводности λ некоторых строительных материалов *

Наименование материала	Объемный вес γ в $кг/м^3$	Коэффициент теплопроводности λ
Кладка из искусственных камней		
Кладка из глиняного обыкновенного или силикатного кирпича на тяжелом растворе	1800	0,70
То же, на сложном растворе	1700	0,65
То же, на теплом или известковом растворе	1600	0,62
Кладка из пустотелого кирпича	1300—1500	0,50—0,57
» » пустотелого пористого кирпича	1000—1200	0,35—0,45
» » керамических пустотелых блоков	1250—1400	0,42—0,48
» » шлакового кирпича	1100—1400	0,36—0,50
Кладка из естественных камней		
Правильная кладка из твердых пород (мраморная, гранитная)	2680	2,75
То же, из средней плотности пород (известняк, песчаник)	2200	1,30
Правильная кладка из легких пород (туф, ракушечник)	1200—1600	0,45—0,70
Бутовая кладка из твердых пород	2400	2,20
» » » пород средней плотности	2000	1,10
» » » легких пород	1200—1400	0,50—0,60
Бетоны и кладка из бетонных камней		
Бетон на щебне (гравии) твердых пород невибрированный	2200	1,10
То же, вибрированный	2300	1,45
Бетон на кирпичном щебне	1800	0,75
» » гранулированном шлаке	1100—1200	0,40—0,45
» » котельном шлаке	1350—1450	0,55—0,60
» » пемзе	800—1000	0,25—0,35
Бетоны ячеистые автоклавные (газобетон, пенобетон)	300—1000	0,11—0,34
Пеносиликат автоклавный	400—800	0,13—0,25
Кладка из бетонных камней (в зависимости от рода заполнителя и объемного веса бетона)	1200—2300	0,45—1,40
Железобетон		
Невибрированный на гранитном щебне	2400	1,50
Вибрированный » » »	2500	2,00
Невибрированный на кирпичном щебне	2000	1,00
Вибрированный » » »	2150	1,20
На пемзе или туфе	1100—1500	0,40—0,60
Засыпки		
Сухой песок	1600	0,75
Строительный мусор	1200—1400	0,40—0,50
Мелочь из пемзы, туфа	900—1000	0,25—0,30
Торф, сфагнум в набивке	1000—1100	0,30—0,35
Шлак котельный	1000	0,25
» доменный гранулированный	500—900	0,14—0,22
Пробковая мелочь	150	0,04

* Подробные данные о величинах γ и λ см. в книге А. У. Франчука «Таблицы теплотехнических показателей строительных материалов». М., Стройиздат, 1949.

Продолжение табл. 2

Наименование материала	Объемный вес γ в $кг/м^3$	Коэффициент теплопроводности λ
Растворы и штукатурки		
Цементный раствор	1800	0,80
Сложный раствор (цемент, известь, песок)	1700	0,75
Известково-песчаный раствор	1600	0,70
Теплый раствор (цемент, известь, шлак)	1000—1400	0,35—0,55
Гипсовый раствор из чистого гипса	1100	0,35
Гипсобетоны с заполнителями	700—1300	0,20—0,48
Сухая штукатурка	600—700	0,18—0,22
Смазки		
Глинопесчаная (в перекрытиях)	1800	0,60
Глиношлаковая	1300	0,45
Глиносоломенная	800—1200	0,25—0,45
Из глиноопилок	800	0,25
Дерево		
Сосна, ель воздушно-сухая (поперек волокон)	500—600	0,12—0,16
Дуб воздушно-сухой	800	0,20
Древесные опилки	250—300	0,08—0,11
Фибролит магнезиальный	450—600	0,15—0,20
Уголь древесный	180—200	0,06—0,08
Металлы		
Железо, сталь	7850	50,00
Чугун	7250	43,00
Медь красная	8800	—
Бронза	8600	—
Свинец	11400	—
Разные материалы		
Асбестоцементные плитки и листы	1900	0,30
» термоизоляционные плиты	300—600	0,08—0,15
Асфальт	1800	0,65
Асфальтобетон	2100	0,90
Войлок строительный	150	0,05
Гипсовые плиты с опилками и стружками	650—1000	0,18—0,30
Камышит	400	0,12
Мох болотный	135	0,04
Пробковые плиты	250	0,06
» » пропитанные смолой	300	0,08
Толь, рубероид, пергамин	600	0,15
Стекло	2600	0,65
Стеклянная вата	150—200	0,05—0,06
Соломит	150—300	0,05—0,09
Торф, сфагнум неуплотненный	150	0,05
Шлаковая вата уплотненная	400	0,08
Снег рыхлый	200	0,10
» плотный	400	0,40
Лед	900	2,00

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

ВИДЫ НАГРУЗОК

При проектировании строительных конструкций следует принимать унифицированные нагрузки, устанавливаемые нормами. Нагрузки и воздействия разделяются на постоянные и временные (временные длительные, кратковременные и особые).

Постоянные нагрузки и воздействия:

вес постоянных частей зданий — несущих и ограждающих строительных конструкций;

вес и давление грунтов на конструкции (засыпки в перекрытиях и покрытиях, давление грунта на подпорную стенку и т. п.);

воздействие предварительного напряжения конструкций.

Временные длительные нагрузки:

вес стационарного оборудования в процессе его эксплуатации;

нагрузки на перекрытия складских помещений, книгохранилищ, архивов, библиотек и т. п.

Кратковременные нагрузки гражданских зданий:

вес людей, мебели и подобного оборудования;

снеговая нагрузка;

ветровая нагрузка.

К особым нагрузкам относятся: сейсмические воздействия, просадки оснований и т. п.

СОЧЕТАНИЕ НАГРУЗОК

Расчет конструкций производится на совместное воздействие нагрузок в определенном сочетании:

а) основные сочетания, составляемые из постоянных и временных длительных нагрузок и одной из возможных кратковременных нагрузок, наиболее существенно влияющей на напряженное состояние рассматриваемого сечения или всей конструкции;

б) дополнительные сочетания, составляемые из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок при числе их не менее двух;

в) особые сочетания, составляемые из постоянных, временных длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок.

ПОСТОЯННЫЕ НАГРУЗКИ И КОЭФФИЦИЕНТЫ ПЕРЕГРУЗКИ

Нормативные нагрузки от веса несущих и ограждающих конструкций определяют по их проектным размерам и объемному весу материала (табл. 2). Расчетные постоянные нагрузки равны нормативным, умноженным на коэффициенты перегрузки n:

Бетонные, железобетонные, каменные, армокаменные, металлические и деревянные конструкции	1,1 (0,9)
Теплоизоляционные и звукоизоляционные изделия (плиты, скорлупы и т. п изделия из легких и пористых материалов на органической и неорганической основе) засыпки, выравнивающие слои, кровельные стяжки, штукатурки и т. п.	1,2 (0,9)
Грунты в природном состоянии:	
скальные	1,1 (0,9)
нескальные	1,2 (0,8)
Насыпные грунты	1,3 (0,8)

Примечание. Указанные в скобках значения коэффициентов перегрузки принимаются в тех случаях, когда уменьшение нагрузок от веса строительных конструкций и грунтов вызывает ухудшение работы конструкций, например при расчете конструкций на устойчивость положения против всплытия, опрокидывания и скольжения.

Нагрузку от веса перегородок принимают в зависимости от конструкции перегородок и характера их опирания на несущие конструкции перекрытий. При этом в некоторых случаях нагрузка от веса перегородок может быть приведена к условной равномерно распределенной по перекрытию, интенсивность которой определяется расчетом, но принимается не менее 75 *кг/м²*.

ВРЕМЕННЫЕ НАГРУЗКИ НА ПЕРЕКРЫТИЯ

Расчетные временные нагрузки равны нормативным временным нагрузкам, умноженным на коэффициент перегрузки (табл. 3).

Таблица 3

Нормативные нагрузки на перекрытия и коэффициенты перегрузки

Назначение зданий и помещений	Нормативная нагрузка $p^н$ в *кг/м²*	Коэффициент перегрузки
Квартиры, комнаты детских садов и яслей, спальные комнаты школ-интернатов и домов отдыха, палаты санаториев, больниц и других лечебных заведений	150	1,4
Комнаты общежитий, гостиниц, научных и административных учреждений, бытовые помещения промышленных предприятий, классные комнаты, читальные залы	200	1,4
Вестибюли, коридоры и лестницы в гражданских зданиях за исключением учебных заведений	300	1,3
Аудитории, залы столовых, кафе, ресторанов	300	1,3
Залы учебных заведений, административных и научных учреждений, вокзалов, театров, кино, клубов, концертные залы, спортивные залы и трибуны с неподвижными сидениями	400	1,3
Торговые залы магазинов, музеи, выставочные залы и павильоны	По действительной нагрузке, но не менее 400	1,3
Книгохранилища, архивы, трибуны для стоящих зрителей, сцены зрелищных предприятий	То же, но не менее 500	1,2
Вестибюли, коридоры и лестницы столовых, кафе, ресторанов, учебных заведений, вокзалов, театров, кино, клубов, концертных и спортивных залов, магазинов, музеев, выставочных залов и павильонов, книгохранилищ, архивов	400	1,3
Коридоры и лестницы, обслуживающие трибуны всех видов (в том числе с неподвижными сидениями)	500	1,2
Чердачные помещения	Вес оборудования плюс 75	1,4
Террасы и плоские покрытия:		
на участках, используемых для отдыха, наблюдений и т. п. целей, не связанных со значительным скоплением людей	200	1,4
на участках, где возможно скопление большого количества людей, выходящих из производственных помещений, аудиторий, залов и т. п.	400	1,3

Продолжение табл. 3

Назначение зданий и помещений	Нормативная нагрузка $p^н$ в *кг/м²*	Коэффициент перегрузки
Балконы	400	1,3
Специальные и подсобные помещения жилых и общественных зданий, специальные кабинеты лечебных заведений, лаборатории, кухни предприятий общественного питания, технические этажи, подвальные помещения и т. п. . . .	По действительной нагрузке, но не менее 200 *кг/м²*	1,4 (для $p^н<300$), 1,3 (для $p^н=300+500$), 1,2 (для $p^н=500$ и более)
Склады, а также отдельные помещения и участки перекрытий зданий различного назначения, предназначенные для складирования и хранения материалов и изделий	По наибольшему объему материалов (или наибольшему количеству изделий) при заданных условиях эксплуатации склада, но не менее 400	1,3

Примечания: 1. Для перекрытий зданий и помещений, не указанных в таблице, нормативные величины нагрузок и коэффициенты перегрузки следует назначать с учетом условий эксплуатации и опыта проектирования аналогичных зданий.

2. Установленные для террас и плоских покрытий нагрузки принимаются только в тех случаях, когда их учет дает более неблагоприятный результат по сравнению со снеговыми нагрузками.

3. Приведенные в таблице величины нагрузок даны без учета веса перегородок.

Несущие элементы покрытий и перекрытий следует проверять на сосредоточенную вертикальную нагрузку, нормативное значение которой принимается равным:

для покрытий, террас и чердачных перекрытий — 100 *кг*;

для перекрытий жилых и общественных зданий, если исключена возможность появления бóльших сосредоточенных нагрузок,— 150 *кг*.

Коэффициент перегрузки для этих нагрузок принимается равным 1,2. При проверке на сосредоточенные нагрузки другие временные нагрузки не учитываются.

Горизонтальные нормативные нагрузки на поручни перил лестниц и балконов принимаются равными:

для жилых зданий, детских садов и яслей, домов отдыха, санаториев, больниц и других лечебных заведений — 50 *кг/м*;

для трибун и спортивных залов — 150 *кг/м*;

в остальных случаях — 100 *кг/м*

Коэффициент перегрузки для горизонтальных нагрузок принимается равным 1,2.

Коэффициенты снижения нагрузок при расчете колонн, стен, фундаментов и оснований

Число перекрытий, расположенных выше рассчитываемого сечения	1	2	3	4	5	6	7	8	9	и более
Коэффициент снижения суммы временных нагрузок	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50	

СНЕГОВАЯ НАГРУЗКА

Нормативную снеговую нагрузку на 1 $м^2$ площади горизонтальной проекции покрытия $p^н$ определяют по формуле

$$p^н = p_0 c, \qquad (1)$$

где p_0 — вес снегового покрова на 1 $м^2$ горизонтальной поверхности земли, принимаемый в зависимости от района СССР по табл 4 и рис. 1,

c — коэффициент перехода от веса снегового покрова на горизонтальной поверхности земли к нормативной нагрузке на покрытие (табл. 5).

Расчетная снеговая нагрузка p равна нормативной нагрузке $p^н$, умноженной на коэффициент перегрузки $n = 1{,}4$, и определяется по формуле

$$p = np^н = 1{,}4p^н. \qquad (3)$$

Таблица 4

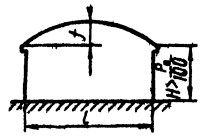
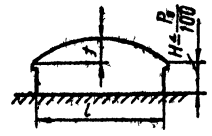
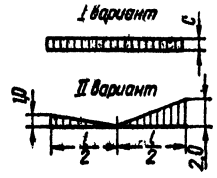
Вес снегового покрова p_0 в *кг* на 1 $м^2$ горизонтальной поверхности земли

Районы СССР (рис 1)	Вес снегового покрова	Районы СССР (рис 1)	Вес снегового покрова
I	50	IV	150
II	70	V	200
III	100	VI	250

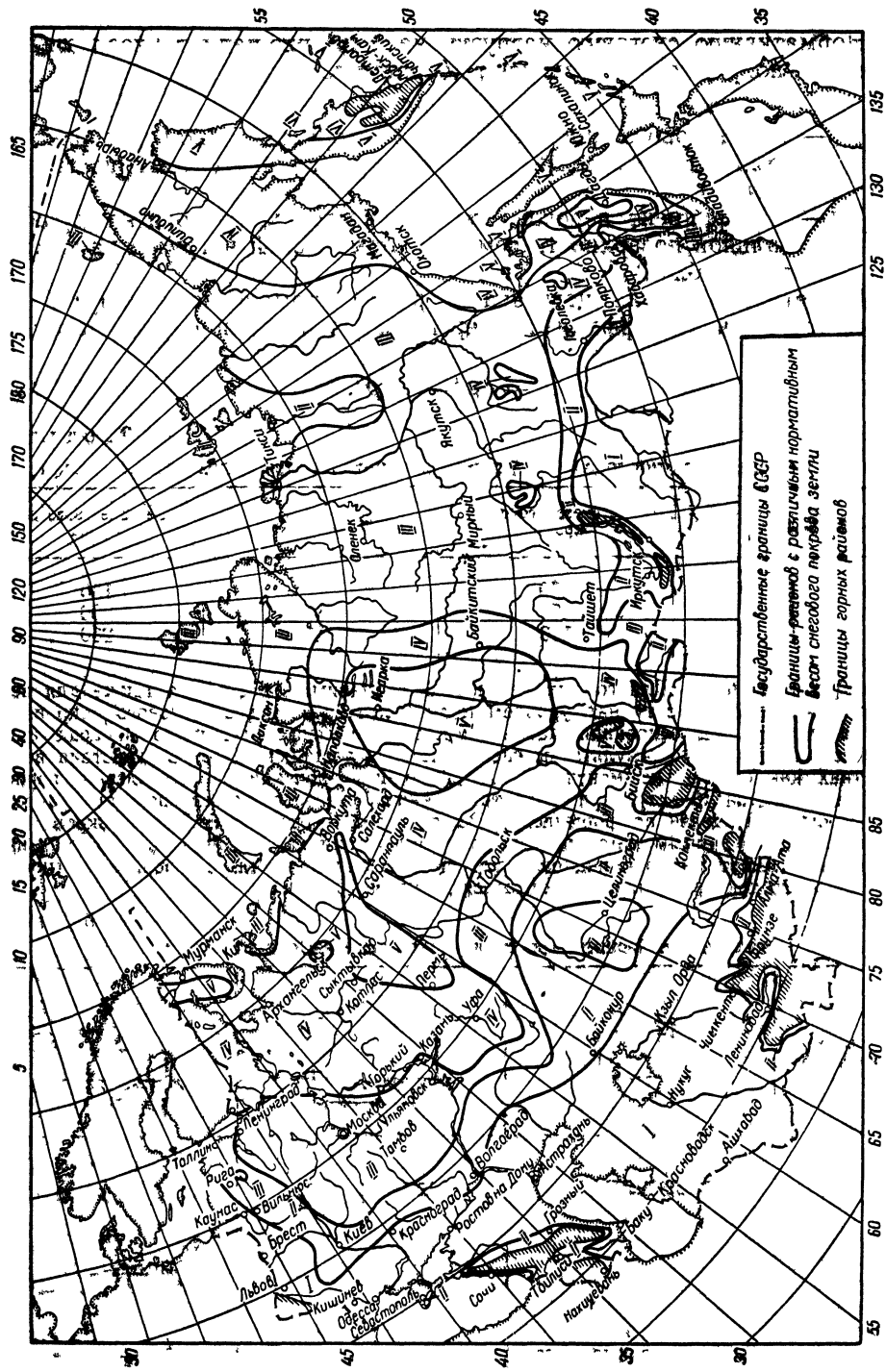
Примечание. Для горных местностей, указанных на карте, а также для всех пунктов, имеющих высоту над уровнем моря более 2000 *м*, вес снегового покрова p_0 устанавливается на основании данных метеорологических станций о запасах воды в снеговом покрове по результатам снегосъемок на защищенных от воздействия ветра участках как среднее из максимальных ежегодных значений за многолетний период (не менее чем за 10 лет) При отсутствии данных снегосъемок вес снегового покрова может быть определен по формуле $p_0 = 220\,H$, где H — высота снегового покрова в *м* принимается по данным метеорологических наблюдений как средняя из максимальных ежегодных высот на защищенном месте за указанное время. В горных местностях вес снегового покрова должен приниматься не менее 70 $кг/м^2$.

Таблица 5

Значения коэффициентов c для покрытий однопролетных зданий

Профиль покрытий			
Расчетные схемы и значения коэффициентов c	При $\alpha < 25°$ $c = 1$ При $\alpha > 60°$ $c = 0$ Промежуточные значения c определяются интерполяцией	$c = \frac{l}{8f}$, но не более 1 и не менее 0,4	 $c = \frac{l}{8f}$, но не более 1 и не менее 0,4

Примечание Для других схем покрытий величины коэффициентов c даны в табл 6—8 СНиП II-А. 11—62



Районирование территории СССР по весу снегового покрова.

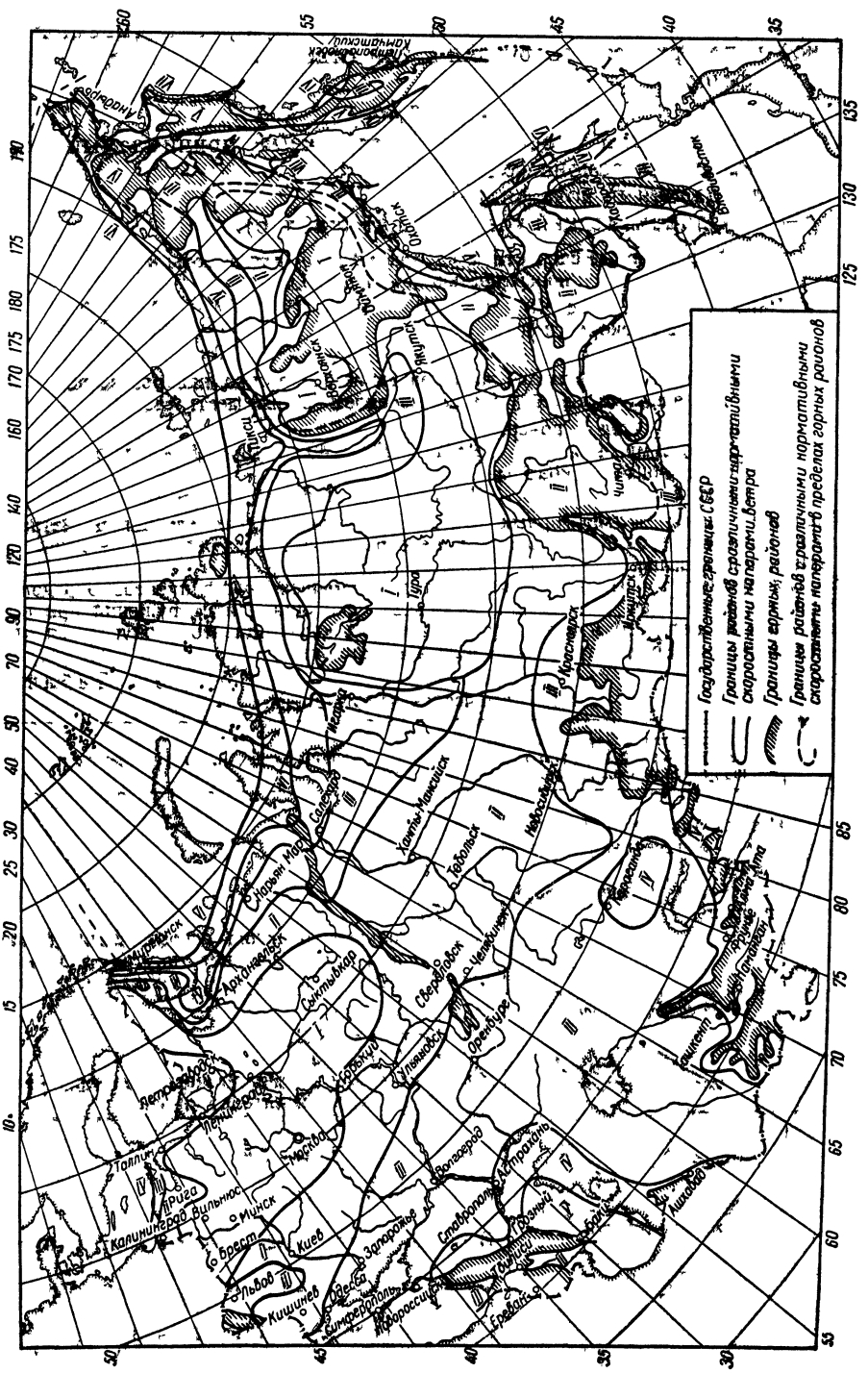


Рис 2. Районирование территории СССР по скоростным напорам ветра.

ВЕТРОВАЯ НАГРУЗКА

Нормативная ветровая нагрузка $q^{н}$ в $кг/м^2$, принимаемая нормальной к поверхности сооружения или отдельной его части, определяется по формуле

$$q^{н} = q_0 kc, \tag{3}$$

где q_0 — нормативный скоростной напор в $кг/м^2$, принимаемый в зависимости от района (рис. 2);

k — поправочный коэффициент;

c — аэродинамический коэффициент (табл. 6).

Нормативные скоростные напоры ветра q_0 для высоты над поверхностью земли до 10 м

Районы СССР (рис. 2)	I	II	III	IV	V	VI	VII
Нормативный скоростной напор ветра в $кг/м^2$ . .	27	35	45	55	70	85	100

Поправочный коэффициент на возрастание скоростных напоров ветра для высот более 10 м (за исключением горных местностей)

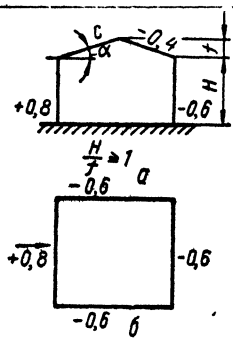
Высота над поверхностью земли в м . . .	До 10	20	40	100	350 и выше
Поправочный коэффициент k	1,0	1,35	1,8	2,2	3,0

Примечания: 1. Для горных областей величины скоростного напора ветра принимаются в соответствии с данными гидрометеорологической службы, но не менее значений, приведенных выше.

2. Для промежуточных высот величина поправочных коэффициентов определяется линейной интерполяцией. В пределах отдельных зон зданий и сооружений при высоте каждой зоны не более 10 м величину поправочных коэффициентов допускается принимать постоянной и определять ее для средней точки зоны.

Таблица 6

Аэродинамические коэффициенты

№ п. п	Поверхности сооружений и схемы сечений отдельных сооружений и элементов	Аэродинамический коэффициент c
1	Вертикальные поверхности с наветренной стороны . . . То же, с заветренной стороны	+0,8 —0,6 Положительные значения c соответствуют направлению ветрового давления внутрь сооружения, отрицательные — из сооружения наружу
2		При $\alpha=0°$ $c=0$; при $\alpha=30°$ $c=+0,2$; при $\alpha=60°$ $c=+0,8$ Значения c для промежуточных значений α определяются линейной интерполяцией
3		При $0 < \alpha < 15°$ $c=-0,8$; при $\alpha=30°$ $c=0$; при $\alpha > 60°$ $c=+0,8$ В случае $\frac{H}{f} < 1$ коэффициент c определяется линейной интерполяцией между значениями c для схемы 2 $\left(\text{при } \frac{H}{f}=0\right)$ и схемы 3 $\left(\text{при } \frac{H}{f}=1\right)$ Приведенные на схеме 3, *б*, значения c относятся к поверхности стен закрытых зданий с прямоугольным планом

Примечание. Для других поверхностей зданий и схем сечений величина аэродинамического коэффициента c приведена в табл. 11 СНиП II-А. 11—62.

Таблица 7

Величины $Q_{макс}$, $M_{макс}$ и $f_{макс}$ для однопролетной балки

Схема нагрузки	$Q_{макс}$	$M_{макс}$	$f_{макс}$
	$Q_A = Q_B = q\frac{l}{2}$	$M = \frac{ql^2}{8}$ при $x = \frac{l}{2}$	$\frac{5ql^4}{384EI}$
	$Q_A = \frac{qa}{2l}(2l - a)$ $Q_B = \frac{qa^2}{2l}$	$M = \frac{qa^2}{8l^2}(2l - a)^2$ при $x = a\left(1 - \frac{a}{2l}\right)$	$\frac{qba^3}{24EI}\left(4 - 3\frac{a}{l}\right)$
	$Q_A = Q_B = q\frac{b}{2}$	$M = \frac{qb}{8}(2l - b)$ при $x = \frac{l}{2}$	$\frac{qabl^2}{24EI}\left(1 + \frac{b}{l} - \frac{b^2}{l^2}\right)$
	$Q_A = 0{,}167ql$ $Q_B = 0{,}333ql$	$M = 0{,}0642ql^2$ при $x = 0{,}576l$	$0{,}00652\frac{ql^4}{EI}$
	$Q_A = Q_B = 0{,}25ql$	$M = 0{,}0833ql^2$ при $x = 0{,}5l$	$\frac{ql^4}{120EI}$
	$Q_A = Q_B = 0{,}5P$	$M = 0{,}25Pl$ при $x = 0{,}5l$	$\frac{Pl^3}{48EI}$

Продолжение табл 7

Схема нагрузки	$Q_{макс}$	$M_{макс}$	$f_{макс}$
	$Q_A = \frac{Pb}{l}$ $Q_B = \frac{Pa}{l}$	$M = \frac{Pab}{l}$	$\frac{Pbl^2}{27EI}\left(1-\frac{b^2}{l^2}\right)\sqrt{3\left(1-\frac{b^2}{l^2}\right)}$
	$Q_A = Q_B = P$	$M = Pa$	$\frac{Pa^3}{24EI}\left(3\frac{l^2}{a^2}-4\right)$
	$Q_A = Q_B = P$	$M = 0{,}333Pl$	$0{,}0355\frac{Pl^3}{EI}$
	$Q_A = Q_B = \frac{3}{2}P$	$M_A = M_B = 0{,}5Pl$	$0{,}049\frac{Pl^3}{EI}$

Таблица 8

Величины Q, M и f для консольной балки

Схема нагрузки	$Q_{макс}$	$M_{макс}$	$f_{макс}$
	$Q_A = ql$	$M_A = -0{,}5ql^2$	$0{,}125\frac{ql^4}{EI}$
	$Q_A = P$	$M_A = -Pl$	$0{,}333\frac{Pl^3}{EI}$

Примечание. При определении прогиба железнодорожных балок жесткость балки EI заменяется величиной B (см. стр. 86).

Таблица 9

Величины $Q_{макс}$ и $M_{макс}$ балки с одним защемленным концом

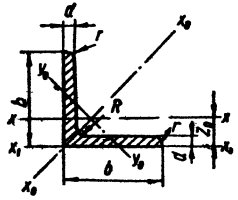
Род нагрузки	$Q_{макс}$	$M_{макс}$	Род нагрузки	$Q_{макс}$	$M_{макс}$
	$Q_A = \frac{3}{8} ql$; $Q_B = -\frac{5}{8} ql$	$M_B = -\frac{1}{8} ql^2$		$Q_A = \frac{11}{64} ql$; $Q_B = \frac{21}{64} ql$	$M_B = -\frac{5}{64} ql^2$
	$Q_A = \frac{qa}{8l^3}[a^3 + 2l^2(l+3b)]$; $Q_B = -(qa - Q_A)$	$M_B = -\frac{qa^2}{8l^2}(2l^2 - a^2)$		$Q_A = \frac{5}{16} P$; $Q_B = \frac{11}{16} P$	$M_B = -\frac{3}{16} Pl$
	$Q_A = \frac{qb^3}{8l^3}(3l + a)$; $Q_B = -(qb - Q_A)$	$M_B = -\frac{qb^2}{8l^2}(4al + b^2)$		$Q_A = \frac{Pb^2}{2l^3}(a + 2l)$; $Q_B = P - Q_A$	$M_B = -\frac{Pab}{2l^2}(a + l)$
	$Q_A = \frac{2qcb}{l} - \frac{M_b}{l}$, $Q_B = -(2qc - Q_A)$	$M_B = -\frac{qca}{l^2}(bl + ab - c^2)$		$Q_A = \frac{P}{2l^2}(2l^2 - 3la + 3a^2)$; $Q_B = (2P - Q_A)$	$M_B = -\frac{3Pa}{2l}(l - a)$
	$Q_A = \frac{ql}{10}$; $Q_B = -\frac{4}{10} ql$	$M_B = -\frac{1}{15} ql^2$		$Q_A = \frac{2}{3} P$; $Q_B = \frac{4}{3} P$	$M_B = -\frac{1}{3} Pl$
	$Q_A = \frac{11}{40} ql$; $Q_B = -\frac{9}{40} ql$	$M_B = -\frac{7}{120} ql^2$		$Q_A = \frac{33}{32} P$; $Q_B = \frac{63}{32} P$	$M_B = -\frac{15}{32} Pl$
	$Q_A = \frac{47}{256} ql$; $Q_B = -\frac{81}{256} ql$	$M_B = -\frac{17}{256} ql^2$		$Q_A = 1{,}4P$; $Q_B = 2{,}6P$	$M_B = -0{,}6Pl$

Таблица 10

Величины $Q_{макс}$ и $M_{макс}$ балки с двумя защемленными концами

Род нагрузки	$Q_{макс}$	$M_{макс}$	Род нагрузки	$Q_{макс}$	$M_{макс}$
	$Q_A = -Q_B = \frac{ql}{2}$	$M_A = +\frac{1}{12}ql^2$; $M_B = -\frac{1}{12}ql^2$		$Q_A = -Q_B = 2P$	$M_B = -M_B = 0{,}4Pl$
	$Q_A = \frac{qb^2}{3l^3}(l^2 - a^2)$; $Q_B = -(qb - Q_A)$	$M_A = +\frac{qb^3}{12l^2}(4l - 3b)$; $M_B = -\frac{qb^2}{12l^2}(6l^2 - 8bl + 3b^2)$		$Q_A = -Q_B = \frac{1}{2}P$	$M_A = +\frac{1}{8}Pl$; $M_B = -\frac{1}{8}Pl$
	$Q_A = -Q_B = \frac{qc}{2}$	$M_A = +\frac{qc}{24l}(3l^2 - c^2)$; $M_B = -\frac{qc}{24l}(3l^2 - c^2)$		$Q_A = -\frac{Pb^2}{l^3}(l+2a)$; $B = -\frac{Pa^2}{l^3}(l+2b)$	$M_B = +\frac{Pab^2}{l^2}$; $M_A = -\frac{Pa^2b}{l^2}$
	$Q_A = \frac{qc}{l^3}\left[b^2(l+2a) - \frac{c^2}{4}(b-a)\right]$; $Q_B = \frac{qc}{l^3}\left[a^2(l+2b) - \frac{c^2}{4}(a-b)\right]$	$M_A = +\frac{qc}{l^2}\left[ab^2 - \frac{c^2}{12}(2b-a)\right]$; $M = -\frac{qc}{l^2}\left[a^2b - \frac{c^2}{12}(2a-b)\right]$		$Q_A = -Q_B = P$	$M_A = +0{,}222Pl$; $M_B = -0{,}222Pl$
	$Q_A = \frac{3}{20}ql$; $Q_B = -\frac{7}{20}ql$	$M_A = +\frac{1}{30}ql^2$; $M_B = -\frac{1}{20}ql^2$		$Q_A = -Q_B = P$	$M_A = +\frac{Pa}{l}(l-a)$; $M_B = -\frac{Pa}{l}(l-a)$
	$Q_A = -Q_B = 0{,}25ql$	$M_A = +\frac{5}{96}ql^2$; $M_B = -\frac{5}{96}ql^2$		$Q_A = -Q_B = 1{,}5P$	$M_A = +0{,}313Pl$; $M_B = -0{,}313Pl$

Таблица II



Сталь прокатная угловая равнобокая
ГОСТ 8509—57

№ профиля	Размеры в *мм*				Площадь профиля в *см*²	Вес 1 *м* в *кг*	Справочные величины для осей							z_0 в *см*
							$x-x$		x_0-x_0		y_0-y_0		x_1-x_1	
	b	d	R	r			I_x в *см*⁴	i_x в *см*	I_{x_0} макс в *см*⁴	i_{x_0} макс в *см*	I_{y_0} мин в *см*⁴	i_{y_0} мин в *см*	I_{x_1} в *см*⁴	
2	20	3	8,5	1,2	1,13	0,89	0,40	0,59	0,63	0,75	0,17	0,39	0,81	0,60
		4			1,46	1,15	0,50	0,58	0,78	0,73	0,22	0,38	1,09	0,64
2,5	25	3	3,5	1,2	1,43	1,12	0,81	0,75	1,29	0,95	0,34	0,49	1,57	0,73
		4			1,86	1,46	1,03	0,74	1,62	0,93	0,44	0,48	2,11	0,76
2,8	28	3	4	1,3	1,62	1,27	1,16	0,85	1,84	1,07	0,48	0,55	2,20	0,80
3,2	32	3	4,5	1,5	1,86	1,46	1,77	0,97	2,80	1,23	0,74	0,63	3,26	0,89
		4			2,43	1,91	2,26	0,96	3,58	1,21	0,94	0,62	4,39	0,94
3,6	36	3	4,5	1,5	2,10	1,65	2,56	1,10	4,06	1,39	1,06	0,71	4,64	0,99
		4			2,75	2,16	3,29	1,09	5,21	1,38	1,36	0,70	6,24	1,04
4	40	3	5	1,7	2,35	1,85	3,55	1,23	5,63	1,55	1,47	0,79	6,35	1,09
		4			3,08	2,42	4,58	1,22	7,26	1,53	1,90	0,78	8,53	1,13
4,5	45	3	5	1,7	2,65	2,08	5,13	1,39	8,13	1,75	2,12	0,89	9,04	1,21
		4			3,48	2,73	6,63	1,38	10,5	1,74	2,74	0,89	12,1	1,26
		5			4,29	3,37	8,03	1,37	12,7	1,72	3,33	0,88	15,3	1,30

Продолжение табл 11

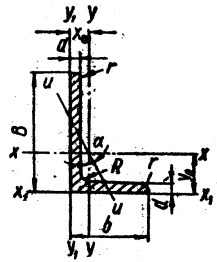
№ профиля	Размеры в мм				Площадь профиля в см²	Вес 1 м в кг	Справочные величины для осей							z_0 в см
							$x-x$		x_0-x_0		y_0-y_0		x_1-x_1	
	b	d	R	r			I_x в см⁴	i_x в см	I_{x_0} макс в см⁴	i_{x_0} макс в см	I_{y_0} мин в см	i_{y_0} мин в см	I_{x_1} в см⁴	
5	50	3	5,5	1,8	2,96	2,32	7,11	1,55	11,3	1,95	2,95	1,00	12,4	1,33
		4			3,89	3,05	9,21	1,54	14,6	1,94	3,80	0,99	16,6	1,38
		5			4,80	3,77	11,2	1,53	17,8	1,92	4,63	0,98	20,9	1,42
5,6	56	3,5	6	2	3,86	3,03	11,6	1,73	18,4	2,18	4,80	1,12	20,3	1,50
		4			4,38	3,44	13,1	1,73	20,8	2,18	5,41	1,11	23,3	1,52
		5			5,41	4,25	16,0	1,72	25,4	2,16	6,59	1,10	29,2	1,57
6,3	63	4	7	2,3	4,96	3,90	18,9	1,95	29,9	2,45	7,81	1,25	33,1	1,69
		5			6,13	4,81	23,1	1,94	36,6	2,44	9,52	1,25	41,5	1,74
		6			7,28	5,72	27,1	1,93	42,9	2,43	11,2	1,24	50,0	1,78
7	70	4,5	8,0	2,7	6,20	4,87	29,0	2,16	46,0	2,72	12,0	1,39	51,0	1,88
		5			6,86	5,38	31,9	2,16	50,7	2,72	13,2	1,39	56,7	1,90
		6			8,15	6,39	37,6	2,15	59,6	2,71	15,5	1,38	68,4	1,94
		7			9,42	7,39	43,0	2,14	68,2	2,69	17,8	1,37	80,1	1,99
		8			10,7	8,37	48,2	2,13	76,4	2,68	20,0	1,37	91,9	2,02
7,5	75	5	9	3	7,39	5,80	39,5	2,31	62,6	2,91	16,4	1,49	69,6	2,02
		6			8,78	6,86	46,6	2,30	73,9	2,90	19,3	1,48	83,9	2,06
		7			10,1	7,96	53,3	2,29	84,6	2,89	22,1	1,48	98,3	2,10
		8			11,5	9,02	59,8	2,28	94,9	2,87	24,8	1,47	113	2,15
		9			12,8	10,1	66,1	2,27	105	2,86	27,5	1,46	127	2,18
8	80	5,5	9	3	8,63	6,78	52,7	2,47	83,6	3,11	21,8	1,59	93,2	2,17
		6			9,38	7,36	57,0	2,47	90,4	3,11	23,5	1,58	102	2,19
		7			10,8	8,51	65,3	2,45	104	3,09	27,0	1,58	119	2,23
		8			12,3	9,65	73,4	2,44	116	3,08	30,3	1,57	137	2,27

9	90	6	10	3,3	10,6	8,33	82,1	2,78	130	3,50	34,0	1,79	145	2,43
		7			12,3	9,64	94,3	2,77	150	3,49	38,9	1,78	169	2,47
		8			13,9	10,9	106	2,76	168	3,48	43,8	1,77	194	2,51
		9			15,6	12,2	118	2,75	186	3,46	48,6	1,77	219	2,55
10	100	6,5	12	4	12,8	10,1	122	3,09	193	3,88	50,7	1,99	214	2,68
		7			13,8	10,8	131	3,08	207	3,88	54,2	1,98	231	2,71
		8			15,6	12,2	147	3,07	233	3,87	60,9	1,98	265	2,75
		10			19,2	15,1	179	3,05	284	3,84	74,1	1,96	333	2,83
		12			22,8	17,9	209	3,03	331	3,81	86,9	1,95	402	2,91
		14			26,3	20,6	237	3,00	375	3,78	99,3	1,94	472	2,99
		16			29,7	23,3	264	2,98	416	3,74	112	1,94	742	3,06
11	110	7	12	4	15,2	11,9	176	3,40	279	4,29	72,7	2,19	308	2,96
		8			17,2	13,5	198	3,39	315	4,28	81,8	2,18	353	3,00
12,5	125	8	14	4,6	19,7	15,5	294	3,87	467	4,87	122	2,49	516	3,36
		9			22,0	17,3	327	3,86	520	4,86	135	2,48	582	3,40
		10			24,3	19,1	360	3,85	571	4,84	149	2,47	649	3,45
		12			28,9	22,7	422	3,82	670	4,82	174	2,46	782	3,53
		14			33,4	26,2	482	3,80	764	4,78	200	2,45	916	3,61
		16			37,8	29,6	539	3,78	853	4,75	224	2,44	1051	3,68
14	140	9	14	4,6	24,7	19,4	466	4,34	739	5,47	192	2,79	818	3,78
		10			27,3	21,5	512	4,33	814	5,46	211	2,78	911	3,82
		12			32,5	25,5	602	4,31	957	5,43	248	2,76	1097	3,90
16	160	10	16	5,3	31,4	24,7	774	4,96	1229	6,25	319	3,19	1356	4,30
		11			34,4	27,0	844	4,95	1341	6,24	348	3,18	1494	4,35
		12			37,4	29,4	913	4,94	1450	6,23	376	3,17	1633	4,39
		14			43,3	34,0	1046	4,92	1662	6,20	431	3,16	1911	4,47
		16			49,1	38,5	1175	4,89	1866	6,17	485	3,14	2191	4,55
		18			54,8	43,0	1299	4,87	2061	6,13	537	3,13	2472	4,63
		20			60,4	47,4	1419	4,85	2248	6,10	589	3,12	2756	4,70

Продолжение табл. 11

№ профиля	Размеры в мм				Площадь профиля в см²	Вес 1 м в кг	Справочные величины для осей							z_0 в см
							$x-x$		x_0-x_0		y_0-y_0		x_1-x_1	
	b	d	R	r			I_x в см⁴	i_x в см	I_{x_0} макс в см⁴	i_{x_0} макс в см	I_{y_0} мин в см⁴	i_{y_0} мин в см	I_{x_1} в см⁴	
18	180	11	16	5,3	38,8	30,5	1216	5,60	1933	7,06	500	3,59	2128	4,85
		12			42,2	33,1	1317	5,59	2093	7,04	540	3,58	2324	4,89
20	200	12	18	6	47,1	37,0	1823	6,22	2896	7,84	749	3,99	3182	5,37
		13			50,9	39,9	1961	6,21	3116	7,83	805	3,98	3452	5,42
		14			54,6	42,8	2097	6,20	3333	7,81	861	3,97	3722	5,46
		16			62,0	48,7	2363	6,17	3755	7,78	970	3,96	4264	5,54
		20			76,5	60,1	2871	6,12	4560	7,72	1182	3,93	5355	5,70
		25			94,3	74,0	3466	6,06	5494	7,63	1438	3,91	6733	5,89
		30			111,5	87,6	4020	6,00	6351	7,55	1688	3,89	8130	6,07
22	220	14	21	7	60,4	47,4	2814	6,83	4470	8,60	1159	4,38	4941	5,93
		16			68,6	53,8	3175	6,81	5045	8,58	1306	4,36	5661	6,02
25	250	16	24	8	78,4	61,5	4717	7,76	7492	9,78	1942	4,98	8286	6,75
		18			87,7	68,9	5247	7,73	8337	9,75	2158	4,96	9342	6,83
		20			97,0	76,1	5765	7,71	9160	9,72	2370	4,94	10401	6,91
		22			106,1	83,3	6270	7,69	9961	9,69	2579	4,93	11464	7,00
		25			119,7	94,0	7006	7,65	11125	9,64	2887	4,91	13064	7,11
		28			133,1	104,5	7717	7,61	12244	9,59	3190	4,89	14674	7,23
		30			142,0	111,4	8177	7,59	12965	9,56	3389	4,89	15753	7,31

Таблица 12



Сталь прокатная угловая неравнобокая
ГОСТ 8510—57

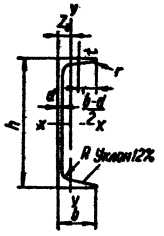
№ профиля	Размеры в мм					Площадь профиля в см²	Вес 1 м в кг	Справочные величины для осей										Угол наклона оси tg α
								x—x		y—y		x₁—x₁		y₁—y₁		u—u		
	B	b	d	R	r			I_x в см⁴	i_x в см	I_y в см⁴	i_y в см	I_{x_1} в см⁴	Расстояние центра тяжести Y_0 в см	I_{y_1} мин в см⁴	Расстояние центра тяжести X_0 см	I_u мин в см⁴	i_u мин в см	
2,5/1,6	25	16	3	3,5	1,2	1,16	0,91	0,70	0,78	0,22	0,44	1,56	0,86	0,43	0,42	0,13	0,34	0,392
3,2/2	32	20	3 4	3,5	1,2	1,49 1,94	1,17 1,52	1,52 1,93	1,01 1,00	0,46 0,57	0,55 0,54	3,26 4,38	1,08 1,12	0,82 1,12	0,49 0,53	0,28 0,35	0,43 0,43	0,382 0,374
4/2,5	40	25	3 4	4,0	1,3	1,89 2,47	1,48 1,94	3,06 3,93	1,27 1,26	0,93 1,18	0,70 0,69	6,37 8,53	1,32 1,37	1,58 2,15	0,59 0,63	0,56 0,71	0,54 0,54	0,385 0,381
4,5/2,8	45	28	3 4	5	1,7	2,14 2,80	1,68 2,20	4,41 5,68	1,43 1,42	1,32 1,69	0,79 0,78	9,02 12,1	1,47 1,51	2,20 2,98	0,64 0,68	0,79 1,02	0,61 0,60	0,382 0,379
5/3,2	50	32	3 4	5,5	1,8	2,42 3,17	1,90 2,49	6,17 7,98	1,60 1,59	1,99 2,56	0,91 0,90	12,4 16,6	1,60 1,65	3,26 4,42	0,72 0,76	1,18 1,52	0,70 0,69	0,403 0,401
5,6/3,6	56	36	3,5 4 5	6,0	2,0	3,16 3,58 4,41	2,48 2,81 3,46	10,1 11,4 13,8	1,79 1,78 1,77	3,30 3,70 4,48	1,02 1,02 1,01	20,3 23,2 29,2	1,80 1,82 1,86	5,43 6,25 7,91	0,82 0,84 0,88	1,95 2,19 2,66	0,79 0,78 0,78	0,407 0,406 0,404

Продолжение таблицы 12

№ профиля	Размеры в мм					Площадь профиля в см²	Вес 1 м в кг	Справочные величины для осей										Угол наклона оси tg α
								x—x		y—y		$x_1—x_1$		$y_1—y_1$		u—u		
	B	b	d	R	r			I_x в см⁴	i_x в см	I_y в см⁴	i_y в см	I_{x_1} в см⁴	Расстояние центра тяжести y_0 в см	I_{y_1} мин в см⁴	Расстояние центра тяжести X_0 см	I_u мин в см⁴	i_u мин в см	
6,3/4,0	63	40	4	7,0	2,3	4,04	3,17	16,3	2,01	5,16	1,13	33,0	2,03	8,51	0,91	3,07	0,87	0,397
			5			4,98	3,91	19,9	2,00	6,26	1,12	41,4	2,08	10,8	0,95	3,73	0,86	0,396
			6			5,90	4,63	23,3	1,99	7,28	1,11	49,9	2,12	13,1	0,99	4,36	0,86	0,393
			8			7,68	6,03	29,6	1,96	9,15	1,09	66,9	2,20	17,9	1,07	5,58	0,85	0,386
7/4,5	70	45	4,5	7,5	2,5	5,07	3,98	25,3	2,23	8,25	1,28	51	2,25	13,6	1,03	4,88	0,98	0,407
			5			5,59	4,39	27,8	2,23	9,05	1,27	56,7	2,28	15,2	1,05	5,34	0,98	0,406
7,5/5	75	50	5	8	2,7	6,11	4,79	34,8	2,39	12,5	1,43	69,7	2,39	20,8	1,17	7,24	1,09	0,436
			6			7,25	5,69	40,9	2,38	14,6	1,42	83,9	2,44	25,2	1,21	8,48	1,08	0,435
			8			9,47	7,43	52,4	2,35	18,5	1,40	112	2,52	34,2	1,29	10,9	1,07	0,430
8/5	80	50	5	8	2,7	6,36	4,99	41,6	2,56	12,7	1,41	84,6	2,6	20,8	1,13	7,58	1,09	0,387
			6			7,55	5,92	49,0	2,55	14,8	1,40	102	2,65	25,2	1,17	8,88	1,08	0,386
9/5,6	90	56	5,5	9	3	7,86	6,17	65,3	2,88	19,7	1,58	132	2,92	32,2	1,26	11,8	1,22	0,384
			6			8,54	6,70	70,6	2,88	21,2	1,58	145	2,95	35,2	1,28	12,7	1,22	0,384
			8			11,18	8,77	90,9	2,85	27,1	1,56	194	3,04	47,8	1,36	16,3	1,21	0,380
10/6,3	100	63	6	10	3,3	9,59	7,53	98,3	3,2	30,6	1,79	198	3,23	49,9	1,42	18,2	1,38	0,393
			7			11,1	8,70	113	3,19	35,0	1,78	232	3,28	58,7	1,46	20,8	1,37	0,392
			8			12,6	9,87	127	3,18	39,2	1,77	266	3,32	67,6	1,50	23,4	1,36	0,391
			10			15,5	12,1	154	3,15	47,1	1,75	333	3,40	85,8	1,58	28,3	1,35	0,387
11/7	110	70	6,5	10	3,3	11,4	8,98	142	3,53	45,6	2	286	3,55	74,3	1,58	26,9	1,53	0,402
			7			12,3	9,64	152	3,52	48,7	1,99	309	3,57	80,3	1,6	28,8	1,53	0,402
			8			13,9	0,9	172	3,51	54,6	1,98	353	3,61	92,3	1,64	32,3	1,52	0,400

12,5/8	125	80	7	11	3,7	14,1	11	227	4,01	73,8	2,29	452	4,01	119	1,8	43,4	1,76	0,407
			8			16	12,5	256	4	83,6	2,28	518	4,05	137	1,84	48,8	1,75	0,406
			10			19,7	15,5	312	3,98	100	2,26	649	4,14	173	1,92	59,3	1,74	0,404
			12			23,4	18,3	365	3,95	117	2,24	781	4,22	210	2	69,5	1,72	0,400
14/9	140	90	8	12	4	18	14,1	364	4,49	120	2,58	727	4,49	194	2,03	70,3	1,98	0,411
			10			22,2	17,5	444	4,47	146	2,56	911	4,58	245	2,12	85,5	1,96	0,402
16/10	160	100	9	13	4,3	22,9	18	606	5,15	186	2,85	1221	5,19	300	2,23	110	2,2	0,391
			10			25,3	19,8	667	5,13	204	2,84	1359	5,23	335	2,28	121	2,19	0,390
			12			30	23,6	784	5,11	239	2,82	1634	5,32	405	2,36	142	2,18	0,388
			14			34,7	27,3	897	5,08	272	2,8	1910	5,40	477	2,43	162	2,16	0,385
18/11	180	110	10	14	4,7	28,3	22,2	952	5,8	276	3,12	1933	5,88	444	2,44	165	2,42	0,375
			12			33,7	26,4	1123	5,77	324	3,1	2324	5,97	537	2,52	194	2,20	0,374
20/12,5	200	125	11	14	4,7	34,9	27,4	1449	6,45	446	3,58	2920	6,5	718	2,79	264	2,75	0,392
			12			37,9	29,7	1568	6,43	482	3,57	3189	6,54	786	2,83	285	2,74	0,392
			14			43,9	34,4	1801	6,41	551	3,54	3726	6,62	922	2,91	327	2,73	0,390
			16			49,8	39,1	2026	6,38	617	3,52	4264	6,71	1061	2,99	367	2,72	0,388
25/16	250	160	12	18	6	48,3	37,9	3147	8,07	1032	4,62	6212	7,97	1634	3,53	604	3,54	0,410
			16			63,6	49,9	4091	8,02	1333	4,58	8308	8,14	2200	3,69	781	3,50	0,408
			18			71,1	55,8	4545	7,99	1475	4,56	9358	8,23	2487	3,77	866	3,49	0,407
			20			78,5	61,7	4987	7,97	1613	4,53	10410	8,31	2776	3,85	949	3,48	0,405

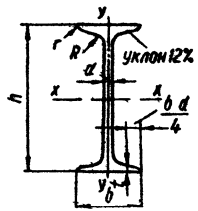
Таблица 13



Сталь прокатная. Швеллеры
ГОСТ 8240—56*

№ профиля	Вес 1 м в кг	Размеры в мм						Площадь сечения в см	Справочные величины для осей							Z_0 в см
									x—x				y—y			
		h	b	d	t	k	r		I_x в см⁴	W_x в см³	i_x в см	S_x в см³	I_y в см⁴	W_y в см³	i_y в см	
5	4,84	50	32	4,4	7,0	6	2,5	6,16	22,8	9,10	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,16
6,5	5,90	65	36	4,4	7,2	6	2,5	7,51	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,68	1,08	1,24
8	7,05	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31
10	8,59	100	45	4,5	7,6	7	3	10,9	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44
12	10,4	120	52	4,8	7,8	7,5	3	13,3	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54
14	12,3	140	58	4,9	8,1	8	3	15,6	491	70,2	5,60	40,8	45,4	11,0	1,70	1,67
14а	13,3	140	62	4,9	8,7	8	3	17,0	545	77,8	5,66	45,1	57,5	13,3	1,84	1,87
16	14,2	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,1	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,80
16а	15,3	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,5	823	103	6,49	59,4	78,8	16,4	2,01	2,00
18	16,3	180	70	5,1	8,7	9	3,5	20,7	1090	121	7,24	69,8	86,0	17,0	2,04	1,94
18а	17,4	180	74	5,1	9,3	9	3,5	22,2	1190	132	7,32	76,1	105	20,0	2,18	2,13
20	18,4	200	76	5,2	9,0	9,5	4	23,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,20	2,07
20а	19,8	200	80	5,2	9,7	9,5	4	25,2	1670	167	8,15	95,9	139	24,2	2,35	2,28
22	21,0	220	82	5,4	9,5	10	4	26,7	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21
22а	22,6	220	87	5,4	10,2	10	4	28,8	2330	212	8,99	121	187	30,0	2,55	2,46
24	24,0	240	90	5,6	10,0	10,5	4	30,6	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,60	2,42
24а	25,8	240	95	5,6	10,7	10,5	4	32,9	3180	265	9,84	151	254	37,2	2,70	2,67
27	27,7	270	95	6,0	10,5	11	4,5	35,2	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30	31,8	300	100	6,5	11,0	12	5	40,5	5810	387	12,0	224	327	43,6	2,84	2,52
33	36,5	330	105	7,0	11,7	13	5	46,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59
36	41,9	360	110	7,5	12,6	14	6	53,4	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,10	2,68
40	48,3	400	115	8,0	13,5	15	6	61,5	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75

Таблица 14



Сталь прокатная. Двутавровые балки
ГОСТ 8239—56*

№ профиля	Вес 1 м в кг	Размеры в мм						Площадь сечения в см²	Справочные величины для осей						
									x–x				y–y		
		h	b	d	t	R	r		I_x в см⁴	W_x в см³	i_x в см	S_x в см³	I_y в см⁴	W_y в см³	i_y в см
10	9,46	100	55	4,5	7,2	7	2,5	12,0	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22
12	11,5	120	64	4,8	7,3	7,5	3	14,7	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	13,7	140	73	4,9	7,5	8	3	17,4	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55
16	15,9	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,70
18	18,4	180	90	5,1	8,1	9	3,5	23,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88
18a	19,9	180	100	5,1	8,3	9	3,5	25,4	1430	159	7,51	89,8	114	22,8	2,12
20	21,0	200	100	5,2	8,4	9,5	4	26,8	1840	184	8,28	104	115	23,1	2,07
20a	22,7	200	110	5,2	8,6	9,5	4	28,9	2030	203	8,37	114	155	28,2	2,32
22	24,0	220	110	5,4	8,7	10	4	30,6	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27
22a	25,8	220	120	5,4	8,9	10	4	32,8	2790	254	9,22	143	206	343	2,50
24	27,3	240	115	5,6	9,5	10,5	4	34,8	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37
24a	29,4	240	125	5,6	9,8	10,5	4	37,5	3800	317	10,1	178	260	41,6	2,63
27	31,5	270	125	6,0	9,8	11	4,5	40,2	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54
27a	33,9	270	135	6,0	10,2	11	4,5	43,2	5500	407	11,3	229	337	50,0	2,80
30	36,5	300	135	6,5	10,2	12	5	46,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69
30a	39,2	300	145	6,5	10,7	12	5	49,9	7780	518	12,5	292	436	60,1	2,95
33	42,2	330	140	7,0	11,2	13	5	53,8	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79
36	48,6	360	145	7,5	12,3	14	6	61,9	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89
40	56,1	400	155	8,0	13,0	15	6	71,4	18930	947	16,3	540	666	85,9	3,05
45	65,2	450	160	8,6	14,2	16	7	83,0	27450	1220	18,2	699	807	101	3,12
50	76,8	500	170	9,5	15,2	17	7	97,8	39290	1570	20,0	905	1040	122	3,26
55	89,8	550	180	10,3	16,5	18	7	114	55150	2000	22,0	1150	1350	150	3,44
60	104	600	190	11,1	17,8	20	8	132	75450	2510	23,9	1450	1720	181	3,60
65	120	650	200	12,0	19,2	22	9	153	101400	3120	25,8	1800	2170	217	3,77
70	138	700	210	13,0	20,8	24	10	176	134600	3840	27,7	2250	2730	260	3,94
70a	158	700	210	15,0	24,0	24	10	202	152700	4360	27,5	2550	3240	309	4,01
70б	184	700	210	17,5	28,2	24	10	234	175370	5010	27,4	2940	3910	375	4,09

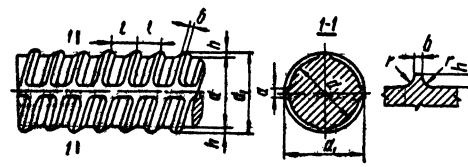
Таблица 15

Площадь и вес круглой арматуры

Диаметр в *мм*	Площадь поперечного сечения F_a в *см²* при числе стержней										Вес 1 *м* в *кг*	Диаметр в *мм*
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,56	0,64	0,71	0,055	3
3,5	0,096	0,19	0,29	0,38	0,48	0,58	0,67	0,77	0,86	0,96	0,075	3,5
4	0,13	0,25	0,38	0,51	0,63	0,75	0,88	1,01	1,13	1,26	0,099	4
4,5	0,159	0,32	0,48	0,64	0,80	0,95	1,11	1,27	1,43	1,59	0,125	4,5
5	0,20	0,39	0,59	0,79	0,88	1,18	1,38	1,57	1,77	1,96	0,155	5
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,66	1,90	2,14	2,38	0,188	5,5
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	0,222	6
7	0,39	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,01	3,51	4,02	4,52	5,03	0,395	8
9	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,620	10
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,890	12
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39	1,210	14
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,580	16
18	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	2,000	18
20	3,14	6,28	9,43	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	2,470	20
22	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,980	22
25	4,91	9,82	14,73	19,64	24,54	29,44	34,36	39,27	44,18	49,09	3,850	25
28	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	54,42	61,58	4,830	28
30	7,07	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,68	5,550	30
32	8,04	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,43	6,310	32
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	101,79	7,990	36
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,41	9,870	40

Таблица 16

Сталь горячекатаная периодического профиля класса А-II по ГОСТ 5781—61



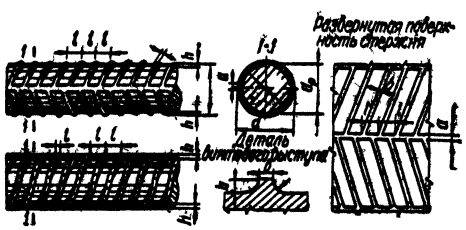
№ сечения	Размеры в *мм*							Расчетная площадь сечения в *см²*	Теоретический вес в *кг/м*
	d	d_1	h	l	a	b	r		
10	9,3	11,3	1,0	7	1,5	1,0	1,5	0,78	0,62
12	11,0	13,5	1,25	7	2,0	1,0	1,9	1,13	0,89
14	13,0	15,5	1,25	7	2,0	1,0	1,9	1,54	1,21
16	15,0	18,0	1,50	8	2,0	1,0	2,2	2,01	1,58
18	17,0	20,0	1,50	8	2,0	1,5	2,2	2,54	2,00
20	19,0	22,0	1,50	8	2,0	1,5	2,2	3,14	2,46
22	21,0	24,0	1,50	8	2,0	1,5	2,2	3,80	2,98
25	24,0	27,0	1,5	8	2,0	1,5	2,2	4,91	3,85
28	26,5	30,5	2,00	9	2,5	1,5	3,0	6,15	4,83

Продолжение табл. 16

№ сечений	Размеры в *мм*							Расчетная площадь сечения в *см*²	Теоретический вес в *кг/м*
	d	d_1	*h*	*l*	*a*	*b*	*r*		
32	30,5	34,5	2,00	10	3,0	2,0	3,0	8,05	6,32
36	34,5	39,5	2,50	12	3,5	2,0	3,5	10,20	8,00
40	38,5	43,5	2,50	12	3,5	2,0	3,5	12,60	9,90
45	43,0	49,0	3,00	15	4,0	2,5	4,5	15,90	12,50
50	48,0	54,0	3,00	15	4,0	2,5	4,5	19,60	15,40
55	53,0	60,0	3,50	18	4,5	2,5	5,0	23,70	18,60
60	58,0	65,0	3,50	8	4,5	2,5	5,0	28,30	22,20
70	68,0	74,0	3,00	15	4,5	2,5	5,5	38,48	30,21
80	77,5	83,5	3,00	15	4,5	2,5	5,5	50,27	39,46
90	87,5	93,5	3,00	15	5,0	2,5	5,5	63,62	49,94

Таблица 17

Сортамент горячекатаной низколегированной стали периодического профиля класса А-III



№ сечений (расчетный диаметр) $d_р$ в *мм*	Размеры в *мм*							Расчетная площадь сечения в *см*²	Теоретический вес 1 *м* в *кг*
	d	d_1	*h*	*l*	*a*	*b*	*r*		
6	5,75	6,75	0,50	5	1,00	0,50	0,75	0,283	0,222
7	6,75	7,75	0,50	5	1,00	0,50	0,75	0,385	0,302
8	7,50	9,00	0,75	5	1,25	0,75	1,10	0,503	0,395
9	8,50	10,00	0,75	5	1,25	0,75	1,10	0,636	0,500
10	9,30	11,30	1,00	7	1,50	1,00	1,50	0,785	0,620
12	11,00	13,50	1,25	7	2,00	1,00	1,90	1,130	0,890
14	13,00	15,50	1,25	7	2,00	1,00	1,90	1,540	1,210
16	15,00	18,00	1,50	8	2,00	1,00	2,20	2,010	1,580
18	17,00	20,00	1,50	2	2,00	1,50	2,20	2,540	2,000
20	19,00	22,00	1,50	8	2,00	1,50	2,20	3,140	2,470
22	21,00	24,00	1,50	8	2,00	1,50	2,20	3,800	2,980
25	24,00	27,00	1,50	8	2,00	1,50	2,20	4,910	3,850
28	26,50	30,50	2,00	9	2,50	1,50	3,00	6,160	4,830
32	30,50	34,50	2,00	10	3,00	2,00	3,00	8,040	6,310
36	34,50	39,50	2,50	12	3,00	2,00	3,50	10,180	7,990
40	38,50	43,50	2,50	12	3,00	2,00	3,50	12,570	9,870

Расчетная ветровая нагрузка q определяется как произведение нормативной ветровой нагрузки $q^н$ на коэффициент перегрузки n по формуле

$$q = q^н n. \quad (4)$$

Величина перегрузки n принимается равной: для жилых, общественных, промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений $n = 1{,}2$; для высоких сооружений, при расчете которых ветровая нагрузка имеет решающее значение (башни, градирни и др.), $n = 1{,}3$, если в нормах проектирования этих сооружений не приводятся другие значения этого коэффициента.

СОРТАМЕНТ СВАРНЫХ АРМАТУРНЫХ СЕТОК, ИЗГОТОВЛЯЕМЫХ МЕТИЗНОЙ ПРОМЫШЛЕННОСТЬЮ

В табл. 18 дан сортамент сварных сеток, принятый в ГОСТ 8478—66 «Сетки сварные для армирования железобетонных конструкций». Рабочая арматура этих сеток выполняется из обыкновенной арматурной проволоки диаметром от 3 до 7 *мм* или из стали AIII диаметром от 6 до 10 *мм*.

В табл. 18 указан основной (преобладающий) шаг продольных стержней сеток. По договоренности между заказчиком и заводом-изготовителем возможно изготовление сеток, не предусмотренных сортаментом, при условии соблюдения следующих требований:

1) ширина сетки B по осям крайних продольных стержней должна составлять не более 3700 *мм*;

2) шаг стержней в каждом направлении должен составлять не более 300 *мм*;

3) диаметры всех продольных стержней должны быть одинаковыми и составлять в рулонных сетках не более 7 *мм*, а в плоских — не более 9 *мм*; диаметры всех поперечных стержней должны быть одинаковыми и составлять не более 9 *мм*.

ТИПОРАЗМЕРЫ ПЛОСКИХ БЕЗРАСКОСНЫХ СВАРНЫХ КАРКАСОВ, ИЗГОТОВЛЯЕМЫХ НА АВТОМАТИЧЕСКИХ МАШИНАХ ТИПА МТМК-3×100

Плоские безраскосные каркасы, типоразмеры которых приведены на рис. 3 и в табл. 19, изготовляют на машинах типа МТМК-3×100.

Габаритные размеры каркасов: по ширине от 105 до 775 *мм*, по длине — до 7200 *мм*. По согласованию с заводом-изготовителем длину каркасов можно увеличить до 10 500 *мм*

Продольные стержни каркасов выполняют из стали периодического профиля или из круглой стали; указанные в табл. 19 размеры диаметров стержней d_1 соответствуют номерам стержней периодического профиля или диаметрам круглых стержней.

Поперечные стержни выполняют из круглой стали (холоднотянутой проволоки или катанки).

Расстояние между осями крайних продольных стержней B менее 200 *мм* может быть допущено только в каркасах типов I, а и III, а, для каркасов других типов принимают $B \geqslant 200$ *мм*.

Таблица 18

Расположение продольных стержней по ширине сетки (ГОСТ 8478—66)

Ширина сетки в *мм*	Количество продольных стержней в сетке в шт. (в числителе) при разбивке ширины сетки *B* на количество шагов (в знаменателе) с основным шагом (*t*) в *мм*			
	100	150	200	250
900	$\frac{10}{100\times9}$	$\frac{7}{150\times6}$	$\frac{6}{150+200\times3+150}$	$\frac{5}{200+250\times2+200}$
1100	$\frac{12}{100\times11}$	$\frac{8}{150\times3+200+150\times3}$	$\frac{7}{150+200\times4+150}$	$\frac{6}{250\times2+100+250\times2}$
1300	$\frac{14}{100\times13}$	$\frac{10}{150\times4+100+150\times4}$	$\frac{8}{150+200\times5+150}$	$\frac{6}{250\times2+300+250\times2}$
1400	$\frac{15}{100\times14}$	$\frac{10}{150\times4+200+150\times4}$	$\frac{8}{200\times7}$	—
1500	$\frac{16}{100\times15}$	$\frac{11}{150\times10}$	$\frac{9}{150+200\times6+150}$	—
1700	$\frac{18}{100\times17}$	$\frac{12}{150\times5+200+150\times5}$	$\frac{10}{150+200\times7+150}$	$\frac{8}{250\times3+200+250\times3}$
2300	$\frac{24}{100\times23}$	$\frac{16}{150\times7+200+150\times7}$	$\frac{13}{150+200\times10+150}$	$\frac{11}{150+250\times8+150}$
2500	$\frac{26}{100\times25}$	$\frac{18}{150\times8+100+150\times8}$	$\frac{14}{200\times6+100+200\times6}$	—
2700	$\frac{28}{100\times27}$	$\frac{19}{150\times18}$	$\frac{15}{150+200\times12+150}$	—
2900	$\frac{30}{100\times29}$	$\frac{20}{150\times9+200+150\times9}$	$\frac{16}{200\times7+100+200\times7}$	$\frac{14}{150+250\times4+200\times3+250\times4+150}$
3500	$\frac{36}{100\times35}$	$\frac{24}{150\times11+200+150\times11}$	$\frac{19}{150+200\times16+150}$	$\frac{16}{150+250\times6+200+250\times6+150}$

Таблица 19

Типоразмеры плоских безраскосных каркасов (рис. 3)

Тип каркаса	Диаметр стержней в мм			Размеры каркасов в мм								
					Ячейки каркаса			Концы стержней за крайним стержнем		Габариты	
	d_1	d_1'	d_2	B	u	v	v_1	c	c_1	$B+2c_1$	$A+2c$
I	6—14	5—14	4—6	75—150	100; 150	—	—	15—300	15—25	105—775	До 7200
	8—18	5—18	4—8	155—250	200; 250						
	10—22	5—22	5—10	255—350	100; 150						
	12—25	6—25	6—12	355—500	200; 250						
	14—25	8—25	6—12	505—725	300; 350 400						
II	6—18	6—18	4—6	200—250	100; 150	Не менее 100	50; 75 и более	15—300	75—200	230—775	До 7200
	6—22	6—22	4—8	255—350	200; 250						
	6—25	6—25	4—10	355—500	300; 350						
	6—25	6—25	4—12	505—725	400						
III	6—18	6—18	4—6	75—150	100; 150	Не менее 100	50; 75 и более	15—300	75—200	105—775	До 7200
	6—22	6—22	4—8	155—250	200; 250						
	6—25	6—25	4—10	255—350	300; 350						
	6—25	6—25	4—12	355—500	400						

Шаг поперечных стержней каркасов следует принимать в пределах $u \pm 10$ *мм* (где u — значение шага поперечных стержней, предусмотренное табл. 19).

В одном каркасе можно применить два различных шага поперечных стержней при равных участках с одним и тем же шагом (например,

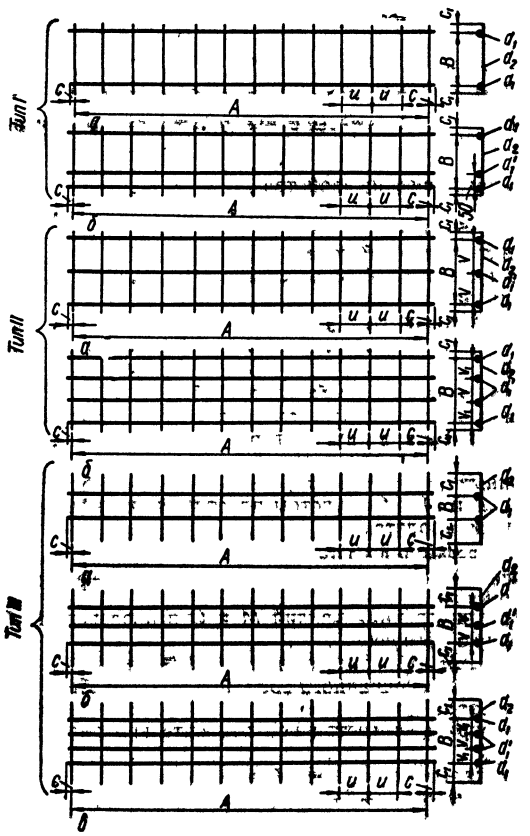


Рис 3 Сварные каркасы, изготовляемые на автоматических машинах МТМК—3×100.

$5u_1+25u_2+5u_1$). Каркасы шириной до 350 *мм* включительно можно изготовлять одновременно по два; в этом случае диаметр поперечных стержней из холоднотянутой проволоки должен быть не более 6 *мм*, а стержней из стали класса А-I — не более 8 *мм*. В каркасах типов II и III при $v_1=50$ *мм* должно соблюдаться условие $d_1=d_1'$.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение 3

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Глава I. Элементы с ненапрягаемой арматурой

Общие сведения 6
Бетон и его физико-механические свойства 7
Прочность бетона 7
Деформативность бетона 11
Расчетные характеристики бетона 14
Стальная арматура и ее механические свойства 17
Работа стали на растяжение 17
Виды арматурных сталей 19
Сетки и каркасы 20
Стыки арматуры 24
Свайные стыки (24) Стыки перепуском без сварки (25).
Основные элементы железобетонных конструкций гражданских зданий . . 27
Плиты балочные и опертые по контуру 27
Балки 30
Расчет железобетонных элементов, работающих на изгиб 35
Определение усилий M и Q с учетом пластических деформаций . . . 35
Плиты с равными пролетами 35
Второстепенные балки с равными пролетам (36).
Определение усилий M и Q без учета пластических деформаций . . . 37
Плиты и балки с равными пролетами (37). Плиты и балки с неравными пролетами (43).
Построение эпюр внутренних усилий M и Q в неразрезных балках, несущих равномерную нагрузку 46
Построение эпюры M и Q при сосредоточенной нагрузке 47
Стадии напряженно-деформированного состояния при изгибе 50
Подбор сечений железобетонных элементов, работающих на изгиб . . . 52
Сечения любой формы, симметричной относительно плоскости действия момента 52
Прямоугольные сечения с одиночной арматурой 53
Прямоугольные сечения с двойной арматурой 62
Тавровые сечения с полкой, расположенной в сжатой зоне 64
Коробчатые (многопустотные) сечения 67
Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента 67
Расчет элементов, работающих на кручение с изгибом 77
Расчет элементов по деформациям 82
Элементы, работающие на центральное сжатие 87
Общие сведения 87
Расчет стоек с гибкой продольной арматурой 91
Стойки со спиральной арматурой 94
Стойки с жесткой арматурой 96
Расчет центрально сжатых стоек по таблицам 97
Стыки сборных железобетонных колонн гражданских зданий 102
Узлы сопряжения сборных ригелей (балок) со стойками 108
Расчет центрально растянутых элементов 112
Расчет внецентренно сжатых элементов 113
Общие сведения 113
Элементы прямоугольного сечения 114
Расчет по формулам (115). Подбор сечений по таблицам (120).

Глава II. Предварительно напряженные железобетонные элементы

Общие сведения 131
Понятие о предварительно напряженном железобетоне 131
Бетон и арматура для предварительно напряженного железобетона . . 134
Предварительные напряжения в арматуре и их потери 138
Конструктивные требования к предварительно напряженному железобетону 143
Связь арматуры с бетоном и анкеровка арматуры 143
Поперечные сечения предварительно напряженных элементов . . . 149

Расположение арматуры в элементах стыки арматуры и защитный слой бетона 149
Основы расчета предварительно напряженных изгибаемых элементов . . 152
Общие сведения 152
Расчет по прочности 152
Расчет по трещиностойкости 161
Расчет по деформациям 168
Пример расчета железобетонной предварительно напряженной балки 172
Исходные данные (172) Расчет прочности и трещиностойкости балки в стадии эксплуатации (174) Расчет прочности и трещиностойкости балки на воздействие предварительного обжатия бетона в сочетании с монтажными нагрузками (178) Проверка прогиба балки в стадии эксплуатации (180)

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ ЧАСТИ ЗДАНИЙ

Глава III. Неразрезные балки и рамы

Общие сведения 181
Расчет неразрезных балок и рам на вертикальную нагрузку методом последовательного уравновешивания узлов системы 183
Принципы расчета 183
Несимметричные балки и рамы 188
Симметричные рамы 196
Расчет рам на ветровую нагрузку методом нулевых моментных точек . . 199

Глава IV. Основания и фундаменты

Общие сведения 208
Естественные основания зданий 209
Грунты естественных оснований 209
Физические свойства грунтов 210
Основные физические свойства грунтов (210) Песчаные грунты (212) Глинистые грунты (214) Просадочные (макропористые) грунты (216) Скальные грунты (217)
Грунтовые воды 218
Распределение давления в грунтах основания 219
Механические свойства грунтов основания 221
Предельное равновесие грунтов основания 222
Расчет естественных оснований . . . . . .
Основные положения 225
Проверка давлений под подошвой фундамента 227
Расчет естественных оснований по деформациям 231
Расчет естественных оснований по устойчивости 237
Фундаменты на естественных основаниях 238
Общие сведения 238
Глубина заложения подошвы фундамента 239
Ленточные фундаменты 243
Общие сведения (243) Жесткие ленточные фундаменты (244) Гибкие ленточные фундаменты (248) Гидроизоляция ленточных фундаментов (250) Раскладка блоков в плане (251)
Расчет ленточных фундаментов 253
Основные положения (253) Здания с жесткой конструктивной схемой (253) Здания с упругой конструктивной схемой (263) Расчет ленточных фундаментов по графику (266)
Фундаменты под отдельные опоры 268
Фундаменты под столбы (268) Фундаменты под отдельные железобетонные опоры (колонны) (274)
Сплошные фундаменты 282
Искусственные основания 285
Общие сведения 285
Песчаные и гравийные подушки 286
Поверхностное уплотнение грунтов основания 289
Глубинное уплотнение грунтов основания 292
Свайные фундаменты 293
Общие сведения 293
Расчет свайных фундаментов 298
Расчетное сопротивление одиночной сваи стойки (298) Несущая способность свайного фундамента (куста) из свай стоек (300) Несущая способность одиночной висячей сваи (301) Размещение висячих свай фундамента в плане (309) Несущая способность свайного фундамента (куста) из висячих свай (312) Ленточные свайные фундаменты (317).

Глава V. Подпорные стенки

Общие сведения 319
Определение давления грунта E на подпорную стенку 322
Определение величины E по формулам 322
Графическое определение величины E 328
Расчет подпорных стенок 330
Массивные подпорные стенки 330
Расчет стенок по формулам (330) Расчет стенок по графику (339).
Железобетонные подпорные стенки 342
Тонкие подпорные стенки 349

Глава VI. Стены

Типы зданий 351
Общие сведения 351
Здания с массивными (каменными) стенами 353
Каркасные здания 355
Бескаркасные крупнопанельные здания 356
Здания из объемных элементов — блоков 364
Конструирование зданий с массивными стенами 366
Материалы для массивных стен и их свойства 366
Прочность кладки при сжатии 373
Неармированная кладка (373) Армированная кладка (380) Местное сжатие (смятие) (383)
Коэффициент продольного изгиба 384
Деформационные швы 386
Толщина наружных стен отапливаемых зданий 387
Жесткость зданий с массивными стенами 391
Расчет элементов зданий с массивными стенами на вертикальную нагрузку 392
Основные указания 392
Центрально сжатые элементы 394
Внецентренно сжатые элементы 400
Расчет массивной стены многоэтажного здания 413
Расчет столбов и простенков по таблице 417
Облицовка кладки наружных стен 421
Прочность кладки при местном сжатии — смятии 423
Перемычки 427
Карнизы 429
Расчет многоэтажных зданий на ветровую нагрузку 433
Общие сведения 433
Расчет зданий с массивными стенами 434
Расчет железобетонных поперечных стен 440
Расчет устойчивости многоэтажных зданий со связевым каркасом . . . 463

Глава VII. Перекрытия

Общие сведения 467
Монолитные железобетонные ребристые перекрытия 469
Конструкция перекрытия 469
Расчет ребристого перекрытия 471
Панельные железобетонные перекрытия 480
Общие сведения 480
Многопустотные панели 481
Часторебристые панели 487
Сплошные панели 495
Сборные железобетонные балки перекрытий 501
Ригели сборных железобетонных каркасов и прогоны 505
Кессонные железобетонные перекрытия 508
Общие сведения 508
Перекрытия с большими кессонами 514
Однопанельные плиты, опертые по контуру (514) Многопанельные (неразрезные) плиты, опертые по контуру (516)
Перекрытия с малыми кессонами 521
Перекрытия по деревянным балкам 524
Общие сведения 524
Расчет балок 527
Расчет балок по формулам (527) Расчет балок по графику (529).
Перекрытия по металлическим балкам 531
Конструкция перекрытия 531
Расчет прокатных балок 535
Железобетонные перекрытия круглой формы в плане 540
Определение моментов в круглой плите 540
Армирование круглых плит 542
Балконы и эркеры 547
Конструкция балконов и эркеров 547
Расчет несущих элементов балкона и эркера 550
Центрально сжатые металлические стойки 556
Общие сведения 556
Стержень стойки 558
Башмак стойки 563
Расчет металлических стоек по таблицам 568

Глава VIII. Лестницы

Конструкции лестниц 572
Расчет элементов лестниц 576
Ступени 576
Плиты площадок 577
Лобовые (площадочные) балки и косоуры 577

Глава IX. Крыши

Общие сведения 580
Сборные железобетонные крыши 580
Раздельные крыши 580
Совмещенные крыши 582
Крыши с деревянными стропилами 586
Кровля 586
Обрешетка 588
Стропила 588
Прогоны 591
Стропильные фермы 599
Треугольные фермы 600
Конструкция ферм (600). Расчет ферм (602). Сопряжение элементов ферм (607). Расчет треугольных ферм по таблицам (621).
Приложение 629
Нагрузки и воздействия 634
Сочетание нагрузок 634
Постоянные нагрузки и коэффициенты перегрузки 634
Временные нагрузки на перекрытия 635
Снеговая нагрузка 637
Ветровая нагрузка 640
Сортамент сварных арматурных сеток, изготовляемых метизной промышленностью 656
Типоразмеры плоских безраскосных сварных каркасов, изготовляемых на автоматических машинах типа МТМК-3×100 656

Замеченные опечатки

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
327	8 снизу	$E = E_г + E_0 = 0{,}5\,(\gamma - a\gamma_0)\,h_2^2\,\mu + 0{,}5\gamma_0 H_2.$	$E = E_г + E_0 = 0{,}5\,(\gamma - a\,\gamma_0)\,h_2^2\,\mu + 0{,}5\gamma_0 H^2.$
534	1 снизу	$\frac{2100}{R'}$	$\frac{2100}{R'_a}$

Зак. 960